

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

土石流監測與預警系統之研究-子計畫：雨量與地下水電導度（EC）監測方法之研究（一）

計畫編號：NSC 90-2625-Z-002-022

執行期限：90 年 8 月 1 日至 91 年 7 月 31 日

主持人：范正成 台灣大學生物環境系統工程學系

摘要

本報告分為兩大部分：第一部份以彙集歷年雨量資料與土石流發生之時間，將發生及未發生土石流的雨場事件予以數化，求出這兩個群組的基本統計量。再由兩群組間重疊的部分，提出機率式土石流臨界降雨線預測公式之制定方法；第二部分則探討滲流、電導度與管湧式土石流發生之關係。

本研究之第一部份本研究以南投地區陳有蘭溪流域 17 個一級溪流為樣本，調查及收集其集水區地文與水文因子資料，並對這些因子加以檢定，選出對土石流影響較大的五個因子—土地利用因子、土壤粒徑大於 4 號篩百分比、有效集水區面積、主要河川長度及溪床平均坡度。引用多變量分析中之費雪區別函數求出地震前之預測土石流發生之臨界降雨線。本研究對地震前之臨界降雨線作了若干修正。其中包含地震後之土地利用因子、最大地表加速度(PGA)及隨時間遞減之影響函數。據此而求出各樣本溪流在大地震後修正之臨界降雨線。為了驗證此修正之臨界降雨線，乃利用 90 年 7 月 30 日桃芝颱風之降雨記錄加以分析與討論，其結果尚佳。

本研究第二部分為探討發生管湧之臨界水力梯度，進行現地因次分析，並依照結果設計滲流槽以進行研究。另一方面，研究水質中電導度值之變化是否與管湧式土石流發生有顯著關係，配合滲流實驗同步進行。本研究以南投縣豐丘為主要研究區域，選取豐丘野溪上游附近土壤為樣本。經過試驗後，得到現地之土壤粒徑分佈曲線以及基本土壤物理性質參數。採回

之土樣配合因次分析進行實驗室之滲流實驗，探討臨界水力梯度，以及計算臨界管湧公式，其結果發現坡度為 45、60、75 度之臨界水力梯度分別為 0.416、0.413 及 0.383，而臨界滲流角約為 26.4 度。

關鍵詞：土石流、臨界降雨線、地表最大加速度、地文因子、水文因子、費雪區別函數、滲流、臨界水力梯度、管湧、最高滲流線、電導度

Abstract

There were two parts in this study. In the first part, the rainfall data and the occurrence time of debris flow were collected, and the rainfall events in which debris flow occurred and did not occur were digitized, and finally, the basic statistical parameters of the two sample groups were obtained. Using the overlapped portion of the two groups, the probabilistic critical rainfall lines for predicting the occurrence of debris flow were proposed. The second part of this study was to investigate the relationships among seepage, electrical conductivity and occurrence of the debris flow caused by piping.

In the first part of this study, 17 first order streams in the basin of Chen-Yeou-Lan streams were selected as the samples. The physiographic and hydrological factors of the watersheds of the stream samples were investigated, collected and examined. Subsequently, five factors which were more relevant to occurrence of debris flow were found. The factors consisted of the land-use factor, percentage of soil particles greater

then sieve No. 4, effective watershed area, length of main stream and average slope steepness. After from these, Fisher's discriminant function of multivariate statistical analysis was used to derive the equations of critical rainfall lines for predicting the occurrence of debris flow before the Chi-Chi earthquake. Some modifications were made on the critical rainfall lines for the occurrence of debris flow before the earthquake. The modifications included the land use factor, peak ground acceleration (PGA) and an influencing function which decreases with time. In order to test the modified critical rainfall lines, the rainfall data of the Toraji typhoon on July 30, 2001 were used for analysis. The results were found satisfactory.

In the second part of this study, the critical hydraulic gradient at which piping occurred, field dimension analyses were conducted and accordingly, seepage tanks were designed and fabricated. On the other hand, the variety for electrical conductivity of the water was also evaluated with the seepage experiments at the same time, and tried to estimate the relationship between the electrical conductivity and the debris flow caused by piping.

In this study, Feng-Chiu of Nan-Tou prefecture was selected as the site. The soil samples were collected from the upstream site of Feng-Chiu. After tests, the grain size distribution curves and basic soil index properties were obtained. Then, by using the obtained data and properties, the seepage experiments were designed and carried out. Therefore, the critical hydraulic gradient and the equations for calculating critical piping might be evaluated. It was found that the critical hydraulic gradients for the soil samples with the slope steepnesses of 45, 60, and 75 degrees were 0.416, 0.413, and 0.383 respectively. It also found that the critical seepage angle for the soil sample collected from Feng-Chiu was 26.4 degrees.

Keywords: debris flows, critical rainfall line, peak ground acceleration (PGA),

physiographic factor, hydrological factor, Fisher's discriminant function, seepage, critical hydraulic gradient, piping, electrical conductivity

集集大地震後南投地區土石流發生之雨量預警基準

一、研究目的

研究之目的有二，一為對於過去用以預測土石流發生的預測公式予以修正，並且訪查研究區域於集集大地震之後土石流發生時間與修正後土石流發生預測公式進行比對驗證。另一為在研究區域中，本研究蒐集自民國 70 年到民國 87 年間之雨量資料與其土石流發生時間，劃分為發生及未發生土石流雨場。利用其群組間具有之重疊特性，提出定訂機率式土石流發生機率預測公式的方法。

二、研究方法

2.1 樣本溪流之選定及其相關資料之收集

關於樣本溪流之選定部分，本研究引用劉哲欣(2000)[5]有關南投地區內土石流分析樣本溪流之文獻資料中可獲知。相關資料包含：土地利用因子、集水區地文因子及土壤力學因子。

2.2 雨量資料之彙整

根據范正成等(1999)指出設定較佳的雨量資料分析方法，詳述如下：

2.2(a)雨量資料之收集與推估

本研究引用范正成等(1999)對於各個之研究地點的降雨量資料推估採距離平方反比法求得。

2.2(b)數化雨場

在一級溪流土石流發生預警系統之建構與即時監測時，目前都是採用雨場之降雨量來作為基本資料，這些冗長繁雜資料就必須靠數化雨場來篩選、量化，但在數化雨場之前必須了解本研究所引用范正成等(1999)定義的三個物理量：有效降雨

時間 (T)、有效累積雨量 (ER) 及有效雨量路徑 (ERP)。

2.3 集集大地震後臨界降雨線之修正及驗證

分析結果得出 921 集集地震前南投地區之土石流發生臨界降雨線方程式為：

$$y = -0.4873x - 0.0517Z + 234.6 \quad (1)$$

其中

y 為有效累積降雨量 (mm)

x 為有效降雨時間 (hr)

$$Z = 63.94A + 54.68B + 0.4C + 6.5D + 150.73E \quad (2)$$

A ：土地利用因子 (%)

B ：土壤粒徑大於四號篩百分比 (%)

C ：主要河川長度 (m)

D ：有效集水區面積 (ha)

E ：溪床平均坡度 (%)

地震後臨界降雨線修正公式 Y' 可以下列形式表示：

$$Y' = Y - a \times e^{b \times PGA} \times e^{ct} \quad (3)$$

其中

Y ：原集水區臨界降雨線，即式 (1)

t ：地震發生後至今的時間 (年)

PGA ：地表最大加速度 (g)

a 、 b 、 c 為待定係數。

根據范正成等 (2002) [27] 指出以新興橋為例，將地震後三次土石流資料進行分析。可得修正後臨界降雨線公式：

$$Y' = Y - 287.4 \times \exp(0.978 \times PGA - 1.302 \times t) \quad (4)$$

其中，新興橋之 $PGA = 0.295(g)$ 。

修正後臨界降雨線之驗證，下表為誤差百分比之可靠度表：

誤差百分比	可靠度	統計件數
在±10%以內	極佳	5
大於±10%，在±20%以內	佳	2
大於±20%，在±30%以內	尚可	2
大於±30%，在±50%以內	不甚滿意	4
大於±50%以上	不滿意	1

三、研究結論

本研究對於雨量資料的蒐集與分析乃以集集地震為界，以集集大地震前約二十年的雨量資料，訂定出地震前之土石流發

生臨界降雨線，考慮研究區域內受大地震影響於原臨界降雨線公式中進行土地利用因子之修正，並加入最大地表加速度公式及時間影響函數等修正量，計算出陳有蘭溪流域 17 條樣本溪流之地震後預測土石流發生修正臨界降雨線公式。

本研究數化發生土石流雨場共 52 個資料點以及未發生土石流雨場共 516 個資料點，並觀察雨場群組間具有重疊之特性。並使用機率密度函數積分所得體積之概念，其中任一臨界降雨線下劃分的體積與兩群組重疊總體積之比值，定義為臨界降雨線土石流發生機率。

滲流、電導度與管湧式土石流發生之關係—以南投地區為例

一、研究理論基礎

分析管湧式土石流，大多是應用分析土壩內的滲流流動機制以及討論因滲流所發生之管湧現象。對於壩體因滲流所造成的影響而必須討論到的有滲流體積的計算，以及管湧發生臨界狀況之力學機制。

1.1 臨界管湧公式

矩形壩土體發生管湧時，其應力的作用為向下，在土力在將動未動之臨界狀態，定為臨界管湧，其公式如下

$$\theta_w = \sin^{-1} \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + S_r + S_c}{2\gamma_w + \frac{18\mu \cdot k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (1)$$

若是滲流線之切線角大於 θ_{sc} ，則堆積土層即將發生管湧

二、研究方法

本研究是以南投地區豐丘為例，將現地未擾動區之土石運回，進行實驗室模型試驗；主要針對滲流、電導度對管湧式土石流發生影響來做一研究。研究流程分為兩大部分，一部份為公式之推導，另一部份為實驗室滲流箱模型試驗。

公式推導部分：首先收集歷年以來土石流發生之紀錄，觀察現地土石流之特徵且對其特徵找出影響土石流發生影響之因子，討論土石流發生影響因子何者為其最重要之影響參數；接著，試推導管湧之臨界公式。

滲流槽模擬是通過對模型中各運動要素進行觀測，其結果按照一定比例放大，以獲得與現地情況相對應之運動要素。因此，模型與現地滲流情況各種物理量間必須有一定的相似關係。就本研究而言，僅考慮幾何相似以及運動相似，因為在動力相似部分必須要用到離心機原理來放大重力加速度，但是要做到相當困難，因此僅就幾何相似與運動相似進行考量。

最後將其建立之系統進行試驗實驗，將試樣以定體積夯實法之方式將土體夯入滲流槽內部，分五層夯實，要求乾密度保持與現地一致，不另外計算夯實能量，為了避免上層的夯實不足，因此就上層夯實部分加上一特製鐵模，套在滲流槽頂端，將土樣全部裝入鐵模內，繼續夯實。在夯實完成後，接著將頂部多餘的土壤利用鐵尺以及毛刷刮除乾淨，使得上端保持平整。接著，將滲流槽頂部加蓋並且利用螺絲旋緊固定，用以防止水溢流至滲流槽外。實驗時間以碼錶量測，確定土體因管湧後土體受重力發生崩潰之時間。並收集所沖蝕出的土石溶液，將這些土石溶液烘乾、秤重、紀錄、過篩以得到總沖蝕重量以及粒徑分佈曲線。

三、結果與建議

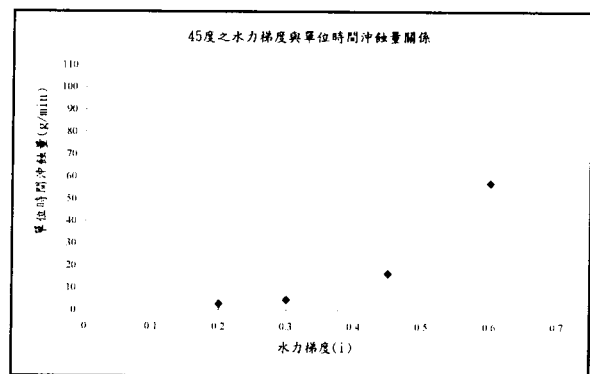
滲流實驗中，從圖一、圖二及圖三可得知，在達到某一臨界狀態之後，其沖蝕量會突然地變大，呈現出指數性的增加。利用做圖的方式連接水力梯度 0.2、0.3 兩點成一直線，0.45、0.6 兩點成一直線，兩線交點之橫座標即為臨界水力梯度。其結果顯示臨界水力梯度在坡度 45 度時為 0.416、坡度 60 度時為 0.413、坡度 75 度時為 0.383。以實驗所求得之參數代入臨界管湧公式，需考慮之參數是最大有效粒徑 D ，若將 D_{85} 代入臨界管湧公式中，可以得到 $\sin \theta_{sc} = 0.445$ ，臨界滲流角 $\theta_{sc} = 26.41^\circ$ 。

電導度實驗中，原本預估當土體發生管湧崩潰時，EC 值會有所上升，但是實際得到的實驗結果發現，EC 值在實驗結束點前後，數值仍然上下跳動不一；且量測土體中之 EC 值幾乎都大於沖蝕出土壤之 EC

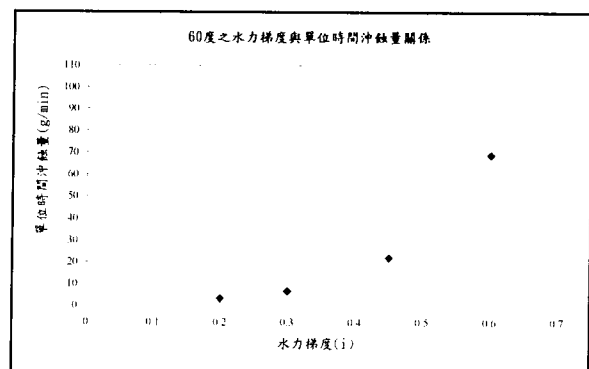
值。代表原進水中，影響 EC 值大小之離子被土體吸附一部份。

參考文獻

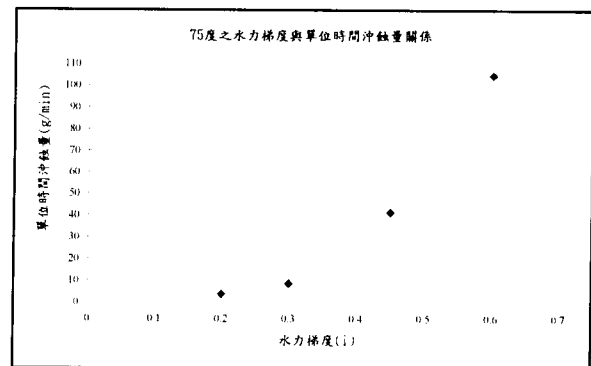
- [1] 高子劍，2001，『機率式土石流臨界降雨線之研究』，國立台灣大學農業工程學研究所碩士論文。
- [2] 沈茂松 (1994)，“填方壩滲流路徑與管湧破壞之研究”，工業技術學院營建工程研究所，博士論文。
- [3] 丁伯欣 (1999) “土石流模擬材料之力學性質與透水特性研究”，台灣大學土木工程研究所，碩士論文。



圖一 45 度水力梯度與沖蝕量之關係



圖二 60 度水力梯度與沖蝕量之關係



圖三 75 度水力梯度與沖蝕量之關係

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

土石流監測與預警系統之研究-子計畫：雨量與地下水
電導度（EC）監測方法之研究（一）

計畫編號：NSC90-2625-Z-002-022

執行期間：90年8月1日至91年7月31日

計畫主持人：范正成 教授

碩士班研究生兼任助理：梁魁麟、楊晁晟

大學部學生兼任助理：鍾宜全

處理方式：☐ 可立即對外提供參考
☐ 一年後可對外提供參考
☐ 兩年後可對外提供參考
(必要時，本會得暫延發表時限)

執行單位：國立臺灣大學生物環境系統工程學研究所

中華民國 91 年 8 月 1 日

雨量與地下水電導度（EC）監測方法之研究（一）

Monitoring Methods of Rainfall and Groundwater

Electrical Conductivity (I)

計畫主持人：范正成 臺灣大學生物環境系統工程學系教授

研究助理：梁魁麟 臺灣大學生物環境系統工程學系碩士班研究生

楊晁晟 臺灣大學生物環境系統工程學系碩士班研究生

鍾宜全 臺灣大學生物環境系統工程學系大學部學生

委託單位：行政院國家科學委員會

執行單位：國立台灣大學

中華民國九十一年八月

謝 誌

本研究承蒙行政院國家科學委員會經費補助，研究期間承蒙台大生工系主任許銘熙教授及師生之支持與鼓勵。並感謝經濟部水利處、行政院農委會等單位提供研究所需相關的寶貴資料。感謝國立台灣大學土木研究所劉格非教授、陳榮河教授、國立中興大學土木工程學研究所林炳森教授提供諸多寶貴意見，使本計畫得以順利完成，謹在此表達最深的謝意。

中文摘要

本報告分為兩大部分：第一部份以彙集歷年雨量資料與土石流發生之時間，將發生及未發生土石流的雨場事件予以數化，求出這兩個群組的基本統計量。再由兩群組間重疊的部分，提出機率式土石流臨界降雨線預測公式之制定方法；第二部分則探討滲流、電導度與管湧式土石流發生之關係。

本研究之第一部份以南投地區陳有蘭溪流域 17 個一級溪流為樣本，調查及收集其集水區地文與水文因子資料，並對這些因子加以檢定，選出對土石流影響較大的五個因子—土地利用因子、土壤粒徑大於 4 號篩百分比、有效集水區面積、主要河川長度及溪床平均坡度。引用多變量分析中之費雪區別函數求出地震前之預測土石流發生之臨界降雨線。本研究對地震前之臨界降雨線作了若干修正。其中包含地震後之土地利用因子、最大地表加速度(PGA)及隨時間遞減之影響函數。據此而求出各樣本溪流在大地震後修正之臨界降雨線。為了驗證此修正之臨界降雨線，乃利用 90 年 7 月 30 日桃芝颱風之降雨記錄加以分析與討論，其結果尚佳。

本研究第二部分為探討發生管湧之臨界水力梯度，進行現地因次分析，並依照結果設計滲流槽以進行研究。另一方面，研究水質中電導度值之變化是否與管湧式土石流發生有顯著關係，配合滲流實驗同步進行。本研究以南投縣豐丘為主要研究區域，選取豐丘野溪上游附近土壤為樣本。經過試驗後，得到現地之土壤粒徑分佈曲線以及基本土壤物理性質參數。採回之土樣配合因次分析進行實驗室之滲流實驗，探討臨界水力梯度，以及計算臨界管湧公式，其結果發現坡度為 45、60、75 度之臨界水力梯度分別為 0.416、0.413 及 0.383，而臨

界滲流角約為 26.4 度。

(關鍵字：土石流、臨界降雨線、地表最大加速度、地文因子、水文因子、費雪區別函數、滲流、臨界水力梯度、管湧、最高滲流線、電導度)

ABSTRACT

There were two parts in this study. In the first part, the rainfall data and the occurrence time of debris flow were collected, and the rainfall events in which debris flow occurred and did not occur were digitized, and finally, the basic statistical parameters of the two sample groups were obtained. Using the overlapped portion of the two groups, the probabilistic critical rainfall lines for predicting the occurrence of debris flow were proposed. The second part of this study was to investigate the relationships among seepage, electrical conductivity and occurrence of the debris flow caused by piping.

In the first part of this study, 17 first order streams in the basin of Chen-Yeou-Lan streams were selected as the samples. The physiographic and hydrological factors of the watersheds of the stream samples were investigated, collected and examined. Subsequently, five factors which were more relevant to occurrence of debris flow were found. The factors consisted of the land-use factor, percentage of soil particles greater than sieve No. 4, effective watershed area, length of main stream and average slope steepness. After from these, Fisher's discriminant function of multivariate statistical analysis was used to derive the equations of critical rainfall lines for predicting the occurrence of debris flow before the Chi-Chi earthquake. Some modifications were made on the critical rainfall lines for the occurrence of debris flow before the earthquake. The

modifications included the land use factor, peak ground acceleration (PGA) and an influencing function which decreases with time. In order to test the modified critical rainfall lines, the rainfall data of the Toraji typhoon on July 30, 2001 were used for analysis. The results were found satisfactory.

In the second part of this study, the critical hydraulic gradient at which piping occurred, field dimension analyses were conducted and accordingly, seepage tanks were designed and fabricated. On the other hand, the variety for electrical conductivity of the water was also evaluated with the seepage experiments at the same time, and tried to estimate the relationship between the electrical conductivity and the debris flow caused by piping.

In this study, Feng-Chiu of Nan-Tou prefecture was selected as the site. The soil samples were collected from the upstream site of Feng-Chiu. After tests, the grain size distribution curves and basic soil index properties were obtained. Then, by using the obtained data and properties, the seepage experiments were designed and carried out. Therefore, the critical hydraulic gradient and the equations for calculating critical piping might be evaluated. It was found that the critical hydraulic gradients for the soil samples with the slope steepnesses of 45, 60, and 75 degrees were 0.416, 0.413, and 0.383 respectively. It also found that the critical seepage angle for the soil sample collected from Feng-Chiu was 26.4 degrees.

(keyword : debris flows, critical rainfall line, peak ground acceleration (PGA), physiographic factor, hydrological factor, Fisher's discriminant function, seepage, critical hydraulic gradient, piping, electrical conductivity)

第一部份

集集大地震後南投地區土
石流發生之雨量預警基準

目 錄

CONTENTS

第一章 前 言	1
第二章 前人研究	3
第三章 研究方法	8
3.1 研究範疇	8
3.2 研究流程	9
3.3 研究方法及步驟	11
3.3.1 樣本溪流相關資料之收集數化雨場	11
3.3.1(a) 土地利用因子	14
3.3.1(b) 集水區地文因子	14
3.3.1(c) 土壤力學因子	17
3.3.2 雨量資料之彙整	20
3.3.2(a) 雨量資料之收集與推估	20
3.3.2(b) 數化雨場	20
3.3.3 集集大地震後臨界降雨線之修正及驗證	25
3.3.3(a) 地震前臨界降雨線之設定	25
3.3.3(b) 地震後臨界降雨線之修正	27
3.3.3(c) 地震後土石流發生事件之調查	34
3.3.3(d) 修正後臨界降雨線之驗證	34
3.3.4 機率式臨界降雨線之建構	43
3.3.4(a) 機率式臨界降雨線之假設	44
3.3.4(b) 臨界降雨線機率值之概念	46
3.3.4(c) 二維常態分佈理論	49
3.3.4(d) 資料的標準化	49
3.3.4(e) 土石流發生臨界降雨機率線之計算	52

第四章 結果與討論	59
第五章 結論與建議	62
5.1 結論	62
5.2 建議	63
第六章 參考文獻	64

圖目錄

圖 3.1 研究流程圖.....	11
圖 3.2 樣本溪流之分佈圖.....	14
圖 3.3 新興橋集水區至斷層面之最短距離.....	34
圖 3.4 地震後新興橋集水區之各修正臨界降雨線.....	35
圖 3.5 桃芝颱風發生土石流之有效雨量路徑.....	40
圖 3.6 桃芝颱風未發生土石流之有效雨量路徑.....	43
圖 3.7 土石流發生機率之概念圖.....	48
圖 3.8 機率式臨界降雨線示意圖.....	48
圖 3.9 兩個組群空間分佈之三種情形（投影至二維）.....	51
圖 3.10 組群間邊界交錯示意圖（俯視及剖面圖）.....	51
圖 3.11 計算土石流發生機率示意圖.....	51
圖 3.12 常態分佈二維、三維示意圖.....	54
圖 3.13 常態分佈曲線重要的特性.....	54
圖 3.14 兩群體交錯區之總體積.....	56
圖 3.15 c 線在原臨界降雨線以下.....	56
圖 3.16 c 線在原臨界降雨線以上.....	56
圖 3.17 陳有蘭溪流域之機率式臨界線分佈圖.....	60

表目錄

表 3.1 集集大地震前土石流發生記錄	13
表 3.2 集集大地震前集水區流域之土石流發生比例	13
表 3.3 樣本溪流之二度分帶座標	14
表 3.4 集集大地震前樣本溪流之土地利用因子表	16
表 3.5 集集大地震前樣本溪流集水區地文因子表	17
表 3.6 集集大地震前土壤力學因子之試驗資料表	19
表 3.7 雨量觀測站名稱一覽表（經濟部水利署）	25
表 3.8 集集大地震前後樣本溪流之土地利用因子比較表	33
表 3.9 集集地震後新興橋土石流發生事件	34
表 3.10 地震後樣本溪流修正臨界降雨線之公式	38
表 3.11 桃芝颱風土石流發生事件	39
表 3.12 地震後土石流發生有效累積雨量之誤差百分比	44
表 3.13 誤差百分比之可靠度表	44

第一章 前言

近年來，每逢颱風或豪雨季節，台灣地區的土石流發生頻仍，這些事件總成為傳播媒體及街譚巷論的焦點議題。歷年來，在這些事件中較令人印象深刻的有民國七十九年於花蓮縣銅門村，因歐菲莉颱風帶來豪雨引發土石流，造成三十餘人遭到活埋；民國八十五年賀伯颱風橫掃全台，在南投縣陳有蘭溪流域之豐丘、和社、神木村等處爆發土石流，造成多處交通中斷及人員傷亡；民國 90 年 7 月 30 日的桃芝颱風更造成全台 110 人死亡，114 人失蹤，189 人受傷的慘劇。這些災害都對居民的生命、財產、交通設施、通訊系統及社會經濟發展造成極大的衝擊與損失。因此，土石流災害的防治是當今刻不容緩的重要課題。

土石流災害防治之方法甚多，如針對河川中現有土石予以疏濬，強化源頭治理及植生造林之基礎建設，加強管理山坡地開發與公共建設之政策管理等。根據 921 集集大地震後實際調查與評估，台灣本島具有土石流災害危險性的溪流暴增七百多條，在現階段礙於經費及時效未能全面對危險溪流加以整治，以抑制土石流之發生，或降低土石流的災害威力前，適時地採用預報與警報系統，對可能發生的土石流作出預報，並對已發生的土石流發出警報，使人員、車輛等有足夠的避難逃生之緩衝時間，可以避免或減輕人員傷亡及貴重財產損失。

誘發土石流的機制複雜，變因眾多且相互影響，若能考慮相關影響因子建立一臨界基準值，爾後只須監測單一變量之變化與臨界基準值的關係，即可立即獲知發生土石流的潛勢。土石流發生之三大要素，一般認為要有豐富的土石來源、適當的坡度及充足的水量。而山坡地一般平均坡度不易受時間變化而有所改變，溪谷中河床之堆積物

量化技術困難，豐沛的雨量即成為最主要之動態變因。故研究中評估各項誘發土石流的相關水文及地文因子，建立出土石流發生之臨界門檻值，藉由研究區域的雨量觀測站所收到的即時雨量資料，可做為判斷土石流發生與否的依據。

在後述內容中，第二章為彙集相關前人之研究文獻予以說明。第三章則基於1999年9月21日集集大地震造成台灣中部地區的地貌及地文狀況發生明顯的變化，改變強震區內的土石流發生潛勢，對本研究區域之臨界降雨線做了若干修正並且進行驗證的工作。另外，希望找出一個定訂臨界降雨線機率值的方法，對於土石流發生之預報，提出某種程度的參考依據。第四章為本研究所獲得的結果予以討論。第五章則作出本研究之結論，並列出一些建議，提供未來研究之方向，最後本研究相關參考文獻則列於第六章之中。

第二章 前人研究

臨界降雨線為土石流預警系統中判別土石流發生與否的基準，理論上此基準是在發生土石流雨場和未發生土石流雨場之間作為兩個組群之分界，此經驗公式為考慮當地集水區水文、地文條件而設定，故為一多變量之經驗公式，此臨界門檻值之設定，攸關整個預警系統的準確性。許多的文獻提出了不同的看法。

瀨尾克美，船崎昌繼（1973）[8]分析日本七個縣市中之 178 場土石流災害，以平均發生土石流降雨量及平均年雨量作為分析基準，並以有效降雨強度與有效降雨量區分出警戒避難體基準。

瀨尾克美，橫部幸欲（1978）[9]分析日本六甲山系，大戶川流域、木津上游流域的土石流發生降雨強度及有效降雨量定義出土石流危險區和安全區域之分界線（發生境界線）。

青木佑久（1980）[10]分析日本共 23 場降雨事件所造成的 46 場土石流災害，得到以下的結論：1. 在不考慮前期降雨（antecedent rainfall）的情況下，若降雨延時為 12 小時以上，加上持續 3~6 小時強度約 30~40mm/hr 的降雨，即會發生土石流災害（此時累積降雨量將達到 100mm 以上）。2. 若累積降雨量在 150~200mm 以上，即使小於上述的降雨強度也會發生土石流的災害。3. 累積降雨量達 400mm 以上一定會發生土石流災害。4. 災害發生前之雨量會隨著降雨延時之增大而減小。

Keefer, D.K. et al. (1987) [13]、Caine (1980) [11]、Ellen et al. (1985) [12]、Wieczorek et al. (1987) [14]以土石流發生雨量資料，以延時和雨量資料作基準，以迴歸分析的方式，求出土石流發生之臨界降雨條件公式。

游繁結、陳重光 (1987) [15] 研究南投縣信義鄉豐丘土石流，顯示該地區民國 74 年之土石流，發生在坡度 23° 的地方；而民國 75 年之土石流，發生在坡度 17° 的地方。

謝正倫 [17] (1991) 根據日本方面的文獻資料，說明土石流危險溪流之判定及土石流發生臨界降雨條件之設定方法，並以暴雨之有效累積雨量及有效降雨強度為基準，推求花蓮縣各土石流發生地區之臨界降雨條件。

Auer and Shakoor (1993) [18] 對於具不同危險程度的土石流發生流域進行試驗，指出發生危險性高之流域一般擁有較粗之顆粒、和較高之土壤孔隙率與孔隙比、較低之土壤含水量與塑性指數。

謝正倫，陳禮仁 (1993) [28] 提出有效集水面積（即溪床坡度大於 15° 以上之集水面積）作為危險溪流之判定指標，並以流出土砂量作為危險度之評估標準。

林美聆，詹士勝 (1995) [19] 以地質、集水區面積、集水區形狀係數、溪谷邊坡坡度與坡向、溪床平均坡度等六項因子來作為土石流危險度判定指標。利用地理資訊系統加以處理分析，並引用危險因子之觀念，使不同單位及量測範圍之各影響因素能合併計算，進行危險度之綜合評估，發現土石流危險溪流之特性與地域之關係相當顯著。

范正成、林森榮 (1996) [29] 針對花蓮地區土石流發生資料分析。提出對於花蓮地區土石流發生影響較大之五個因子為土壤孔隙比、土壤粒徑（包括大於 4 號篩之重量百分比、土壤粒徑小於 200 號篩之重量百分比）、溪床平均坡度及植生狀況；並且成功發展土石流發生臨界降雨線之 a, b 值迴歸方程式如 (2.1) (2.2) 式：

$$a = -10^{-4}(1933C + 7S - 10t - 0.57f - 0.96e + 1244.5) \\ (R^2 = 0.63379) \quad (2.1)$$

$$b = -4.39e^{\frac{c}{0.092}} - 3.26e^{\frac{s}{25.2}} - 0.735e^{\frac{e}{0.91}} - 2.094e^{\frac{f}{25}} - 7.309e^{\frac{t}{38.7}} - 41.393$$

$$(R^2 = 0.61874) \quad (2.2)$$

其中，c 為植生因子，s 為坡度，e 為孔隙比、f 為土壤粒徑大於 4 號篩所佔重量百分比、t 為土壤粒徑小於 200 號篩所佔重量百分比。來定量推估土石流發生臨界降雨線。

何敏龍、陳榮河 (1997) [20] 研究細料流失現象引發山谷型與邊坡型土石流之影響，提到細料的流失會造成土體孔隙率、凝聚力、內摩擦角的變化而造成土體剪力強度的改變，進而誘發土石流。

范正成、姚政松 (1997) [30] 針對台東地區土石流發生資料進行分析，得到台東地區對土石流發生影響較大的四項因子（土壤孔隙率、集水區面積、集水區形狀因子、溪床平均坡度），並迴歸出台東及合併花、東兩地區之臨界降雨線公式。

范正成、彭光宗、張國良 (1998) [21] 開始針對南投地區進行土石流發生危險因子與臨界降雨線之研究。提出南投縣土石流發生之臨界降雨線型式為 $Y=aX+b$ ，而 a，b 值之計算如下式：

$$a = 10^{-3} \left[\begin{array}{l} -0.106(NO4) + 0.059(NO200) - 0.832(n) + 0.00112(A) \\ + 0.224(L) - 0.0293(S) + 4.24(C) - 122.597 \end{array} \right]$$

$$(R^2 = 0.85173) \quad (2.3)$$

$$b = -2.377(NO4) + 0.308(NO200) - 36.254(n) - 0.113(A) - 5.722(L) - 1.232(S) - 233.325(C) + 147.364$$

$$(R^2 = 0.61221) \quad (2.4)$$

其中 NO4：土壤大於#4 百分比

NO200：土壤小於#200 百分比

n：土壤孔隙率（無因次）

A：集水區面積（公頃）

L：溪流長度（公尺）

S：溪床平均坡度（度）

C：植生覆蓋因子百分比

范正成、吳明峰、彭光宗（1999）[22]以豐丘土石流為案例，研究一級溪流土石流發生臨界降雨線之設定方法，其中包括新方法之提出以及與傳統方法之比較。

范正成、劉哲欣、林學瑞、高子劍、柳文成（2000）[23]改變以往推求地文、水文因子的方法，利用衛星遙測的技術及 DTM 數值地形模型配合近年來普遍使用的地理資訊系統，提出南投地區土石流臨界降雨線預測公式，並以臨界降雨線及 R-D-F 關係圖可瞭解各個危險區發生土石流的相對危險度，依此可作為相關單位在防災措施上先後程序的一項參考指標。

范正成、吳明峰（2001）[26]於集集大地震前建立陳有蘭溪流域一級溪流土石流發生臨界降雨線之設定方法，亦即經由三維費雪區別函數分析有效累積降雨量、有效降雨時間與土石流危險因子之關係，從而建立一級溪流土石流發生臨界降雨線預測公式。

高子劍（2001）[7]以多變量常態分佈及特性曲線，研究以機率化的臨界降雨線作為發佈警報的依據。

范正成、劉哲欣、吳明峰（2002）[27]發現在 921 集集大地震之後，研究區域內植生情況及土地利用等地文因子一夕之間改變甚大，因此以地表最大加速度 PGA，配合隨時間遞減之影響函數，求取各集水區地震後修正之臨界降雨線公式，以符合 921 地震之後的實際情況。

在早期有關臨界降雨線的研究中，皆以雨量及延時為指標來推求土石流發生之臨界基準值，並未考慮當地之地文因子，土地利用之情形等，且推估出預測土石流發生與否之經驗公式只適合於大面積，河

川級序較高之河川流域，對於現階段較關注之一、二級河川、野溪等小流域的土石流預警準確性較差。

對於一完整之土石流預警系統，除了準確之臨界基準外，還應包含土石流發生前的警戒、避難基準。若能以機率統計的方法表示單一暴雨事件將誘發土石流的可能機率，則對於警戒、避難基準之建立及監測單一暴雨事件與土石流潛勢之關係，將有莫大的助益。如此預警系統就真正兼顧到準確性及實用性。

第三章 研究方法

集集大地震之後，專家學者提出了修正土石流發生預測公式的方法，但只對新興橋一處進行分析研究（范正成等（2002）[27]）。本研究為了解其適用性，針對同屬於陳有蘭溪流域之樣本溪流中土石流發生事件進行驗證。綜觀土石流之相關研究文獻，在預警系統方面判別土石流之發生與否，現階段大都以土石流發生臨界降雨線作為區分，對於土石流發生機率之研究成果發表不多，有鑑於此，整理出研究地區既有近二十年的土石流發生雨量資料計算其統計特性，提出定訂機率式土石流發生臨界降雨線預測公式的方法。

3.1 研究範疇

本研究以南投縣境內土石流發生區為主要研究對象，選擇了陳有蘭溪流域之 17 個樣本溪流，針對誘發土石流災害危險因子，進行其集水區之地文、水文因子及土壤力學參數之實驗與計算。本研究之目的有二，一為 1999 年 9 月 21 日集集大地震之後，南投地區之地貌及地文狀況發生明顯的變化，其土石流發生潛勢因子已與過去有所不同。因此，對於過去用以預測土石流發生的預測公式予以修正，並且訪查研究區域於集集大地震之後土石流發生時間與修正後土石流發生預測公式進行比對驗證。另一為在研究區域中，本研究蒐集自民國 70 年到民國 87 年間之雨量資料與其土石流發生時間，劃分為發生及未發生土石流雨場。利用其群組間具有之重疊特性，提出定訂機率式土石流發生機率預測公式的方法。

3.2 研究流程

在南投地區中，本研究選取欲分析之樣本溪流，考慮其誘發土石流之危險因子，收集其集水區之地文、水文及土壤力學參數；在研究區域內，彙整雨量站之歷年降雨量資料。根據 3.1 節所述之二個研究目的其研究流程分為，一是於集集大地震之後，考慮受到集集大地震之影響，對於原來的土石流發生臨界降雨線公式中進行集集大地震後其土地利用因子之修正，並加入了最大地表加速度公式及時間函數等修正量，之後分別對於各個不同之樣本溪流計算其修正因子，可獲得其修正臨界降雨線公式。訪查分析地點於集集大地震後是否有土石流發生事件並記錄其發生時間。最後將各樣本溪流之修正臨界降雨線公式與其土石流發生記錄事件予以進行驗證與討論。另一是蒐集大地震之前研究地區中土石流發生事件，並將雨場資料分為未發生及發生土石流之群組並且予以數化。對於兩群組分別計算其基本統計量，利用機率密度函數積分所得的體積，提出計算機率值之方法，最後求出機率式土石流發生臨界降雨線的公式。其研究流程如圖所示。

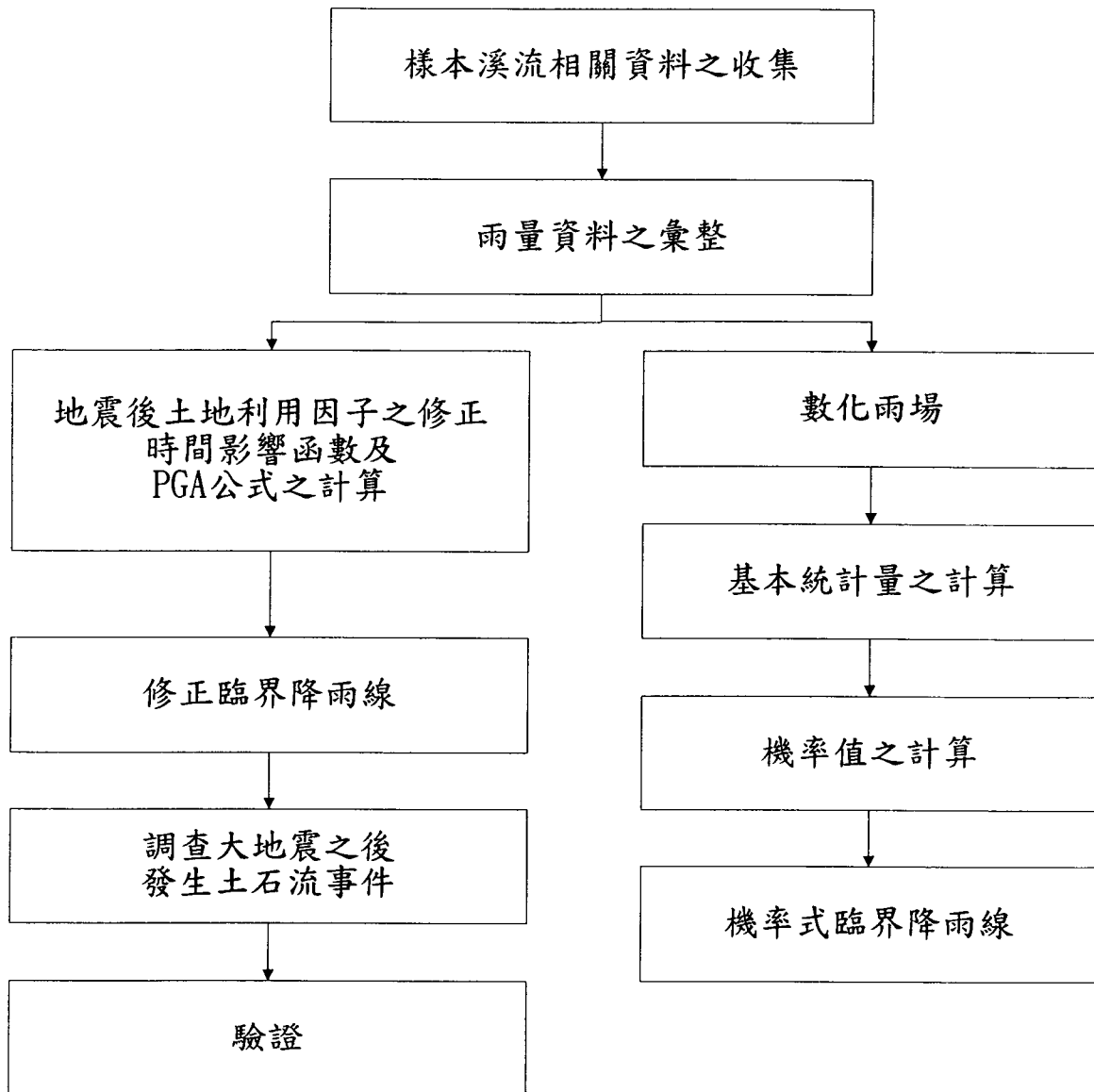


圖 3.1 研究流程圖

3.3 研究方法及步驟

本研究首先於南投地區中，選取欲分析之集水區流域，收集該流域內樣本溪流之相關資料，並且彙整該研究流域內之雨量觀測站之雨量資料。之後依本研究之目的分為二大方向，一是對修正後之臨界降雨線公式予以驗證，另一是求出機率式土石流發生臨界降雨線的公式。其方法及步驟詳述如下：

3.3.1 樣本溪流之選定及其相關資料之收集

關於樣本溪流之選定部分，本研究引用劉哲欣（2000）[5]有關南投地區內土石流分析樣本溪流之文獻資料中可獲知，自民國 70 到 87 年間訪查土石流發生事件之結果（如表 3.1 所示），在四個集水區流域中，本研究發現陳有蘭溪流域之樣本溪流數目較多且土石流發生比例較其他三者高（如表 3.2 所示），皆有利於集集大地震之後修正臨界降雨線公式之驗證探討以及計算發生土石流雨場之統計特性，故選擇陳有蘭溪流域的 17 個樣本溪流（如圖 3.2 及表 3.3 所示）作為本論文之研究地點。對於該集水區內樣本溪流其相關資料之收集，則考慮可能誘發土石流之潛在勢能，摘錄劉哲欣（2000）[5]對各樣本溪流之地文、水文因子及土壤力學參數進行推估計算與實驗結果資料，其各項因子分述如後：

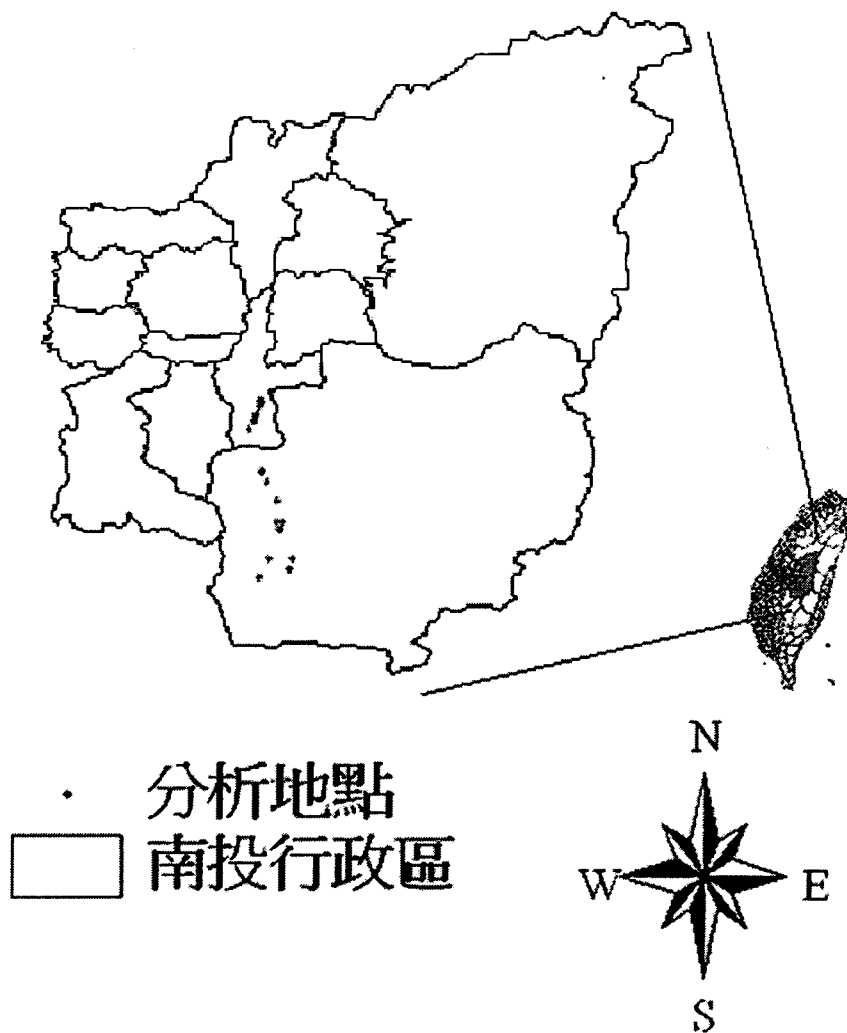
表 3.1 集集大地震前土石流發生記錄

流域名稱	災害地	土石流發生時間	降雨事件
陳有蘭溪	新安橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
	新山橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
	郡平橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
	郡坑橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
	上安橋	民國 85 年 8 月 1 日 2~3 時	賀伯颱風
	95.5k	民國 85 年 8 月 1 日 1~2 時	賀伯颱風
	豐丘	民國 74 年 8 月 23 日 19:00	尼爾森颱風
		民國 75 年 8 月 22 日 18:50	韋恩颱風
		民國 85 年 7 月 31 日 11~12 時	賀伯颱風
		民國 87 年 6 月 9 日 18~19 時	暴雨
	香蕉橋	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風
	新興橋	民國 85 年 8 月 1 日 0~1 時	賀伯颱風
	東埔一號橋	民國 75 年 8 月 22 日 4~5 時	韋恩颱風
北勢溪	溪坪橋	民國 85 年 8 月 1 日 4~5 時	賀伯颱風
	崩坎二號橋	民國 85 年 8 月 1 日 4~5 時	賀伯颱風
	苗圃	民國 78 年 9 月 12 日 14~15 時	暴雨

表 3.2 集集大地震前集水區流域之土石流發生比例

流域名稱	樣本溪流 數目	土石流發生 事件數目	土石流發生 比例%
陳有蘭溪	17	13	76.47
北勢溪	7	3	42.86
玉崙溪	2	0	0.00
北山坑	2	0	0.00

圖



3.2 樣本溪流之分佈圖

表 3.3 樣本溪流之二度分帶座標

樣本溪流	座標 (E)	座標 (N)	樣本溪流	座標 (E)	座標 (N)
壽山橋	235600	2629600	筆石橋	237400	2615900
新安橋	235500	2629400	庫坑橋	237500	2613400
新山橋	235500	2628800	望美橋	238100	2613300
郡平橋	235200	2627900	望鄉橋	237800	2612200
郡坑橋	234800	2627000	香蕉橋	236500	2608100
郡安橋	234700	2626600	新興橋	235300	2605900
上安橋	234400	2625700	東埔一號橋	239000	2606800
95.5K	235900	2619800	東埔二號橋	239200	2608100
豐丘	236300	2618600			

3.3.1(a) 土地利用因子

集水區流域內土地開發的情況對於發生土石流之潛在勢能有一定程度之影響。對於土地利用之量化，係以集水區內土地是否為原始林地或人造林地所被覆作為量化之基準（劉哲欣（2000）[5]）。在量化的過程中，採用 Imagine 影像處理軟體之非監督性分類法，其利用群集演算的方法加以分類，經過一連串之區別與結合之疊代計算，其中凡非為原始林地或人造林地者，均視為開發面積，並以如下公式計算土地利用百分比：

$$\text{土地利用百分比} = \frac{\text{開發面積}}{\text{集水區總面積}} \quad (3.1)$$

本研究摘錄劉哲欣（2000）[5]對於各樣本溪流其土地利用百分比之計算結果列於表 3.4 中。

3.3.1(b) 集水區地文因子

一般而言，土石流發生的地區通常位於河川上游處，若要了解其樣本溪流的位置和其狀況在傳統的地形圖上是很難判視及計算。因此，對於集水區流域其地文因子的估算，係以數值地形(DTM)資料，利用地理資訊系統軟體(ARCVIEW，ARC/INFO 等)加以分析整理而得。資料包括集水區面積、溪流長度、集水區平均寬度、集水區形狀係數、溪流平均坡度等五項。本研究摘錄劉哲欣（2000）[5]計算樣本溪流其各項集水區地文因子之結果列於表 3.5 中。

表 3.4 集集大地震前樣本溪流之土地利用因子表

樣本溪流	土地開發像素數目	未開發像素數目	土地利用百分比(%)
壽山橋	604	3582	14.43
新安橋	774	5853	11.68
新山橋	920	2240	29.11
郡平橋	1734	3499	33.14
郡安橋	348	3449	9.17
郡坑橋	1632	974	62.62
上安橋	515	3050	14.45
95.5K	2034	10536	16.18
豐丘	536	10184	5
筆石橋	10	17439	0.06
庫坑橋	59	1657	3.44
望美橋	8	1701	0.47
望鄉橋	416	5768	6.73
香蕉橋	3111	7688	28.81
新興橋	346	10767	3.11
東埔一號橋	284	6887	3.96
東埔二號橋	19	22458	0.08

表 3.5 集集大地震前樣本溪流集水區地文因子表

樣本溪流	集水區面積 (ha)	溪流長度 (m)	集水區平均 寬度 (km)	集水區 形狀因 子	溪床平均坡 度 (%)
壽山橋	54.74	828.7	0.7	0.8	17.12
新安橋	100.48	607.9	1.7	2.7	14.36
新山橋	45.92	540.3	0.8	1.6	18.99
郡平橋	78.4	576	1.4	2.4	14.29
郡安橋	48.64	795	0.6	0.8	10.54
郡坑橋	36.32	377	1.0	2.6	11.53
上安橋	52.8	1163.2	0.5	0.4	13.09
95.5K	192	1116.1	1.7	1.5	15.57
豐丘	161.28	1507.2	1.1	0.7	20.98
筆石橋	266.4	1010.7	2.6	2.6	6.99
庫坑橋	25.12	552.1	0.5	0.8	10.21
望美橋	21.53	546	0.4	0.7	4.29
望鄉橋	93.28	787.1	1.2	1.5	7.70
香蕉橋	164.32	1343.6	1.2	0.9	14.86
新興橋	169.28	1640.1	1.0	0.6	14.34
東埔一號橋	68.64	1087	0.6	0.6	13.78
東埔二號橋	345.66	3420.8	1.0	0.3	20.54

3.3.1(c) 土壤力學因子

研究中土壤力學性質之試驗是以對研究區域內各危險樣本溪流之集水區，進行現地密度試驗及採樣，並將採得樣本土壤於實驗室中進行比重分析、粒徑分析、阿太堡試驗及直接剪力試驗。本研究摘錄劉哲欣（2000）[5]對各項土壤力學之試驗結果資料列於表 3.6 中。

表 3.6 集集大地震前土壤力學因子之試驗資料表

	壽山橋	新安橋	新山橋	郡平橋	郡安橋	郡坑橋	上安橋	新興橋	95.5k
採土點座標 (E)	235.6	235.5	235.5	235.2	234.7	234.8	234.4	235.3	235.9
採土點座標 (N)	2629.6	2629.4	2628.8	2627.9	2626.6	2627.0	2625.7	2605.9	2619.8
乾燥單位重 (g/cm^3)	1.524	1.645	1.827	1.661	1.512	1.463	1.581	1.612	1.603
飽和單位重 (g/cm^3)	1.965	2.022	2.144	2.031	1.947	1.915	1.986	2.005	2.005
土壤孔隙比	0.791	0.664	0.464	0.589	0.771	0.829	0.681	0.646	0.675
土壤孔隙率	0.441	0.399	0.317	0.370	0.435	0.452	0.405	0.393	0.402
土壤大於 #4 (%)	39.40	31.25	23.10	43.34	41.20	12.38	42.11	53.54	24.64
土壤小於 #200 (%)	26.63	25.72	14.61	21.54	38.78	71.38	20.26	24.00	49.71
凝聚力 (kg/cm^2)	0.060	0.090	0.130	0.040	0.020	0.000	0.030	0.140	0.060
內摩擦角 ($^\circ$)	36.20	39.80	27.37	24.86	37.35	37.33	39.13	26.32	37.81
塑性指數	7.87	4.49	NP	6.12	6.7	3.85	3.43	7.07	5.09
採土點描述	野溪左岸，距溪 50m，距橋 200m，相思樹林旁	野溪右岸，崖邊 2 ~ 3m，距橋 30m，高差 10m，喬木林旁	野溪左岸，崖邊 1 ~ 2m，距橋 90m，高差 15m，檳榔樹林	野溪右岸，崖邊 1 ~ 3m，距橋 50m，高差 15m，喬木林旁	野溪左岸，距溪 10m，距路 30m，雨溪底高差 10m，蕉	野溪右岸，崖邊 1 ~ 2m，距橋 80m，高差 10m，檳榔樹	溪左岸，崖邊 5m，距橋 1600m，與溪底高差 3m，桃樹林旁	野溪左岸 20m，距路 50m，高差 10m，雜林旁	野溪右岸，距溪 400m，距路 60m，高差 30m，灌木叢旁

表 3.6 (續) 集集大地震前土壤力學因子之試驗資料表

	豐丘	筆石橋	庫坑橋	望美橋	望鄉橋	香蕉橋	東埔一號橋	東埔二號橋
採土點座標 (E)	236.3	237.4	237.5	238.1	237.8	236.5	239.0	239.2
採土點座標 (N)	2618.6	2615.9	2613.4	2613.3	2612.2	2608.1	2606.8	2608.1
乾燥單位重 (g/cm^3)	1.359	1.628	1.472	1.580	1.701	1.514	1.332	1.439
飽和單位重 (g/cm^3)	1.851	2.012	1.913	2.004	2.060	1.950	1.815	1.891
土壤孔隙比	0.971	0.652	0.807	0.751	0.605	0.775	0.937	0.826
土壤孔隙率	0.492	0.384	0.441	0.424	0.377	0.436	0.484	0.452
土壤大於 #4 (%)	49.32	64.18	32.71	52.62	34.22	33.34	31.38	43.66
土壤小於 #200 (%)	19.96	10.59	31.40	11.79	36.22	28.46	33.99	17.19
凝聚力 (kg/cm^2)	0.000	0.0000	0.040	0.160	0.000	0.070	0.139	0.026
內摩擦角 ($^\circ$)	26.89	42.15	37.39	29.86	40.12	38.27	25.44	32.53
塑性指數	7.58	7.87	0.79	1.08	3.76	10.09	7.65	5.48
採土點描述	野溪右岸，崖邊 2~4m，距橋 100m，高差 30m，雜林旁	筆石溪左岸，距橋 2000m，與溪底橋 800m，高差 20m，雜林旁	野溪右岸，距橋 20m，距橋 800m，雜林旁	野溪左岸，崖邊 2~3m，距橋 15m，與溪底橋 10m，高差 10m，雜	野溪左岸，崖邊 1~2m，距橋 20m，與溪底橋 15m，高差 15m，雜	野溪左岸 15m，高差 10m，砍斷坡腳，瓜樹林旁	野溪右岸，無高差，公路旁，砍斷坡腳	野溪右岸 15m，無高差，公路旁，砍斷坡腳

3.3.2 雨量資料之彙整

降雨資料的計算方式，無論應用於土石流發生預警系統之監測方面或是在臨界降雨線須憑藉之設定方面皆佔有極重要的地位。根據范正成等（1999）[22]指出設定較佳的雨量資料分析方法，詳述如下：

3.3.2(a) 雨量資料之收集與推估

在研究區域內，本研究蒐集整理自經濟部水利署提供雨量觀測站之逐時雨量資料，時間為民國 70 年～民國 90 年約二十年之久，其雨量觀測站之站名及電腦編號如表 3.7 所示。其中以民國 70 年～87 年間之逐時雨量資料作為訂定機率式土石流發生臨界降雨線之基本統計量，而民國 90 年之逐時雨量資料作為 921 集集大地震之後修正土石流發生臨界降雨線公式之驗證工作。

本研究引用范正成等（1999）[22]對於各個之研究地點的降雨量資料推估採距離平方反比法求得。點 X_0 之推估值為

$\hat{Z}(X_0) = \sum_{i=1}^n \lambda_i Z(X_i)$ ，其中 $Z(X_i)$ 為觀測點 (X_i, Y_i) 之測量值， λ_i 為觀測點

(X_i, Y_i) 之權重係數。而 $\lambda_i = \frac{f(d_{0i})}{\sum_{j=1}^n f(d_{0j})}$ ， $f(d_{0i}) = \frac{1}{d_{0i}^2}$ ，

$d_{0i} = \sqrt{(X_0 - X_i)^2 + (Y_0 - Y_i)^2}$ （距離）。（蔡玉琴（1995）[1]）

3.3.2(b) 數化雨場

在一級溪流土石流發生預警系統之建構與即時監測時，目前都是採用雨場之降雨量來作為基本資料，這些冗長繁雜資料就必須靠數化

雨場來篩選、量化，但在數化雨場之前必須了解本研究所引用范正成等（1999）[22]定義的三個物理量，詳述如下：

有效降雨時間 (T)

即為降雨開始時間至任意時間（註：此不同於一般水文學中所稱產生直接逕流部份所對應的降雨量）。其中降雨開始時間為一場集中降雨在其前 24 小時內累積降雨量達 10mm 之時間點。之後 24 小時內累積降雨量未達 10mm 之時間點，稱之降雨結束時間。

有效累積雨量 (ER)

以任意時間之時雨量 (d_0)，加上其前各時雨量 (d_i) 乘以一衰減係數 (α) 後累加而得有效累積雨量，如下式：

$$ER = \sum_{i=0}^{\infty} \alpha^i d_i \quad (3.2)$$

其中衰減係數之決定，乃依據 Fedora and Beschta (1989) [16] 有關臨前降水指數模擬暴雨逕流之研究，指出每二小時的洪水消退係數 (K , recession coefficient) 與集水區面積 (A , 單位：公頃) 具有如下關係：

$$K = 0.881 + 0.00793 \times \ln(A) \quad (3.3)$$

式 (3.3) 所得之洪水消退係數，再經由 $\alpha = \sqrt{K}$ 計算其衰退係數值。

上述之有效累積雨量雖然已明確地說明出每一個小時所獲得之降雨量，並於該時間點回溯至雨場開始為止其前各時雨量乘以一衰減係數後累加而得。但式 (3.2) 中卻未標示清楚，為此本研究修改了式 (3.2) 之數學表示式如下：

$$ER_0 = 0 \quad (3.4)$$

$$ER_{t+1} = d_{t+1} + \alpha ER_t, \quad t \geq 0 \quad (3.5)$$

其中

ER_0 為一獨立雨場開始時間之有效累積雨量 (mm)

ER_{t+1} 為任意時間之有效累積雨量 (mm)

d_{t+1} 為任意時間之時雨量 (mm)

α 為衰減係數與式 (3.2) 之定義相同

有效雨量路徑 (ERP)

將前述定義之降雨開始時間計算該降雨之有效累積雨量，隨時間之增加逐時繪於有效降雨時間為 X 軸與有效累積雨量為 Y 軸之降雨圖中，其軌跡線即定義為有效雨量路徑。

根據范正成等 (1999) [22] 指出數化的雨場分為兩種，即為發生土石流和未發生土石流雨場，其前者事件之取捨規則為計算出降雨開始時間到發生土石流時間點之有效累積雨量，之後取出發生土石流時間點之有效累積雨量 (ERC) 以及該時間點前六小時內排名最大之有效累積雨量 (ERM_6)。本研究考量爾後於統計基本量時發生土石流雨場樣本數不足之情況下，設計出增加雨場資料點的方法，為前述所定義之兩個資料點間內插兩個有效累積雨量 (ERC_a 及 ERM_b)，定義如下兩式：

$$ERC_a = ERM_6 + \frac{2}{3}(ERC - ERM_6) \quad (3.6)$$

$$ERC_b = ERM_6 + \frac{1}{3}(ERC - ERM_6) \quad (3.7)$$

至於未發生土石流雨場之取捨規則，則與前述引用文獻之原定義相同，為取出降雨結束時間時之有效累積雨量及該場降雨內最大有效累積雨量。

范正成等 (1999) [22] 亦指出為了消除低強度之有效累積雨量資料對以區別函數分析時之影響，將各延時均勻降雨情況下累積降雨量未達 150mm 之降雨在分析時予以捨棄，因此在本研究於爾後 3.3.3(a)

節中說明關於臨界降雨線設定方法之前，其設定所使用之降雨資料需滿足如下關係式：

$$ER \geq \frac{1 - \alpha^T}{1 - \alpha} \left(\frac{150}{T} \right) \quad (3.8)$$

其中

T 為有效降雨時間(hr)

ER 及 α 與式 (3.2) 同

表 3.7 雨量觀測站名稱一覽表（經濟部水利署）

流域編號	流域名稱	電腦編號	雨量站名
270	烏溪流域	0020	翠巒
270	烏溪流域	0045	凌霄
270	烏溪流域	0050	清流
270	烏溪流域	0075	惠蓀
270	烏溪流域	0330	北山
270	烏溪流域	0500	六分寮
270	烏溪流域	0570	草屯
290	濁水溪流域	0070	翠峰
290	濁水溪流域	0330	關門
290	濁水溪流域	0370	卡奈托灣
290	濁水溪流域	0490	東埔
290	濁水溪流域	0520	望鄉
290	濁水溪流域	0590	內茅埔
290	濁水溪流域	0610	西巒
290	濁水溪流域	0630	龍神橋
290	濁水溪流域	0790	集集
290	濁水溪流域	1040	桶頭

3.3.3 集集大地震後臨界降雨線之修正及驗證

1999 年 9 月 21 日台灣中部山區發生芮氏地震規模 7.3 級之大地震，造成全台房屋全倒 9909 棟、半倒 7575 棟而死亡人數高達 2246 人，此外也引起了南投地區的植生及坡地景觀發生重大的變化，專家學者指出地震所造成崩塌及地滑的結果，不但使山坡地裸露、植被流失，河川溪谷處處可見崩塌下來的土堆石塊，這些崩坍的土石材料堆積於集水區內，很可能在暴雨來襲時引發土石流以致造成二次災害（林美聆等，2000[24]），而且誘發土石流災害的雨場，無論是降雨條件或規模，均和災前有明顯的不同（謝金德，2000[25]）。因此，為了減低土石流所可能帶來的二次災害，實有必要探討過去用以預測土石流發生臨界降雨線公式在集集大地震後之適用性。

范正成等（2002）[27]亦指出地震的發生擾動了原本穩定的土壤邊坡或溪谷兩岸的側坡，使得邊坡穩定的安全係數降低，導致地震後初期土石流的發生會更加容易。所以，必須將土石流發生臨界降雨線朝靠近原點位置之方向修正，以適用地震後之土石流預警。而每逢發生豪雨，溪谷的堆積物便會隨著溪流沖刷而漸少，溪床邊坡的土質結構及植生狀況也會因時間的增加而趨於穩定，也因此臨界降雨線在朝原點修正後，將會隨著時間增加而漸漸回復至原來的位置。故在修正前必須先了解原臨界降雨線方程式設定之方法，之後對於該線進行修正，詳述如下：

3.3.3(a) 地震前臨界降雨線之設定

本研究根據高子劍（2001）[7]提出計算地震前石流發生臨界降雨線公式的方法。首先由上述 3.3.1 節中進行各因子之檢定，其檢定方法是以無母數統計 (Nonparametric Statistics) 中的

Mann-Whitney-Wilcoxon 檢定法，其具有檢定兩獨立樣本所來自母體的平均數是否相等的功能。文獻中指出取其信賴區間為 95%(顯著水準 $\alpha=0.05$)，若得機率 $p<\alpha(0.05)$ 則拒絕虛無假設 H_0 (兩組獨立樣本來自相同之母群體)，表示這些影響因子在發生土石流與未發生土石流的案例中有顯著不同，也就是代表該因子係與土石流發生密切相關之危險因子。經 Mann - Whitney - Wilcoxon 檢定法檢定出研究區域內與土石流發生較相關的因子分別有土地利用因子、集水區有效面積、主要河川長度、粒徑大於四號篩百分比及溪床平均坡度等五項。取曾發生土石流之集水區資料進行分析，以有效降雨時間為 X 軸座標，有效累積降雨量為 Y 軸座標，再加入通過檢定之水文、地文因子與力學參數之函數為 Z 軸座標，進行三維費雪區別函數分析。分析時，採用 EXCEL 電子試算表及 EXCEL VBA 巨集程式輔助運算，調整各待定係數值，以使所得區別平面所造成之誤判點數最少，並使發生土石流群體中心值與不發生土石流群體中心值之 Z 軸距離最遠為目標。分析結果得出 921 集集地震前南投地區之土石流發生臨界降雨線方程式為：

$$y = -0.4873x - 0.0517Z + 234.6 \quad (3.9)$$

其中

y 為有效累積降雨量(mm)

x 為有效降雨時間(hr)

$$Z = 63.94A + 54.68B + 0.4C + 6.5D + 150.73E \quad (3.10)$$

A ：土地利用因子(%)

B ：土壤粒徑大於四號篩百分比(%)

C ：主要河川長度(m)

D ：有效集水區面積(ha)

E ：溪床平均坡度(%)

式(3.9)及式(3.10)為適用於地震前預估南投縣一級溪流土石流發生與否之預測公式，將欲分析集水區之相關參數帶入方程式中，即可得適用於該集水區之土石流臨界降雨線，此判別基準可針對一場暴雨是否引發土石流進行預測。

3.3.3(b) 地震後臨界降雨線之修正

土壤受外力因素擾動之後，土壤顆粒排列及鍵結情形遭受破壞，使得剪力強度降低，承载力明顯減弱，但擾動後的土壤隨時間的增加，土壤重新排列結合的情形，使得強度慢慢恢復，亦即所謂土壤復原性(Thixotropy)(Terzaghi et al., (1996) [38]; Mitchell, (1993) [37])，雖然此理論是以化學方面的觀點來探討其現象，但范正成等(2002) [27]據此其隨時間恢復之精神，指出修正臨界降雨線的方法。此外，若以物理方面的角度來考量，本研究認為雖然大地震後導致影響區域內土壤鬆散，但是降雨時不穩定的土壤會被沖刷帶走，並且土壤本身的重力隨時間的增加慢慢地自然壓密，皆是土壤力學性質復原的主要原因。

地震後原臨界降雨線修正的作法，係以原臨界降雨線之固定斜率，朝原點做平行式的調整(范正成等(2002) [27])。亦即以地震前所設定之臨界降雨線函數，修正土地利用因子後，減去隨時間增加而遞減之修正量，其目的在使地震初期之修正量為最大，隨時間的增加，修正量慢慢的減少而趨近於零。該修正量由二個部份所組成，其一為地震對樣本溪流集水區之影響，包含地震規模及該集水區至斷層面之最短距離；另一為隨時間而遞減的影響部份，茲分別詳述如下：

在地震後土地利用因子的修正部份，由於集集大地震後，研究區域之地貌改變，裸露地明顯地增加。因此，摘錄高子劍（2001）[7]計算集集大地震後土地利用百分比之結果，係使用前述 3.3.1(a)節所提的方法，即為使用 1999 年 10 月 1 日的衛星影像圖，利用影像處理軟體重新計算，獲得地震後的土地利用因子，其各個樣本溪流之土地利用百分比結果如表 3.8 所示。

在地震對樣本溪流集水區之影響部份，除考慮地震本身的規模外，還考量到有效集水區（溪流坡度大於 15 度起算）之形狀中心至斷層面的最短距離。假設地震對集水區土石流發生的影響程度與地震時最大地表加速度（peak ground acceleration, PGA）成正比（范正成等（2002）[27]）。而 PGA 之推估可由中央氣象局在全台各地 631 個自由場強度觀測資料分析而得。目前台灣使用之最大地表加速度衰減率公式（羅俊雄等，2000[32]）為：

$$PGA = 0.02968 \times e^{1.20M} (R + 0.1464 \times e^{0.6981M})^{-1.7348} \quad (3.11)$$

其中

PGA：地表最大加速度(g)

R：工址至斷層面之最短距離（km）

M：地震規模

此衰減率公式與集集大地震（M=7.3）強地動資料之比較結果發現式(3.11)仍可保守估算如此大規模地震之近斷層衰減趨勢，而可繼續沿用而不需做任何修正（國家地震工程研究中心，2000[33]）。對於工址至斷層面之最短距離 R 之估算，本研究是使用國立中央大學應用地質研究所工程地質與防災科技研究室建立之台灣活斷層查詢系統，在網際網路中輸入台灣 2 度 TM 座標，即可分別查出各個樣本溪流集水區之形狀中心至斷層面的最短距離（如圖 3.3 所示）。對於斷

層面之取決，本研究是以引發集集大地震其主要斷層之一的大茅埔-雙冬斷層為基準。

地震對集水區土石流發生之影響程度隨時間衰減的修正值可以一時間函數 $F(t)$ 來表示，其有下列特性：

$$\begin{cases} t=0, & F(t) \cong 1 \\ t \rightarrow \infty, & F(t) \cong 0 \end{cases} \quad (3.12)$$

式 (3.12) 的意義表示地震發生當時 ($t=0$)，臨界降雨線便朝原點調整至一適當的修正量，隨著時間的流逝，邊坡及植生狀態將趨於穩定而逐漸恢復至地震前的情形，亦即此時因地震而向下修正的量將趨近於零。此時間函數可以指數或對數形式來表達，范正成等 (2002) [27] 係以指數形式來表示，即 $F(t) = e^{ct}$ ，其中 c 為待定係數，為負值。故結合以上三部份的考量，使地震後臨界降雨線修正公式 Y' 可以下列形式表示：

$$Y' = Y - a \times e^{b \times PGA} \times e^{ct} \quad (3.13)$$

其中

Y ：原集水區臨界降雨線，即式 (3.9)

t ：地震發生後至今的時間 (年)

PGA ：地表最大加速度 (g)

a 、 b 、 c 為待定係數。

根據范正成等 (2002) [27] 指出以新興橋為例，將地震後三次土石流資料進行分析 (如表 3.9 所示)。由 (3.13) 式可得修正後臨界降雨線公式：

$$Y' = Y - 287.4 \times \exp(0.978 \times PGA - 1.302 \times t) \quad (3.14)$$

其中新興橋之 $PGA = 0.295(g)$ 。

范正成等(2002)[27]亦指出將新興橋三場引發土石流的暴雨事件和隨時間修正的臨界降雨線套疊在一起分析(圖 3.4)，其結果顯示新興橋因地震導致臨界降雨線需向下修正縱軸之截距為地震前臨界降雨線縱軸截距之 4.4%。隨著時間的增加，臨界降雨線將向上平移，約 1 年後可恢復至 45%，在 5 年後可恢復至 96%。

表 3.8 集集大地震前後樣本溪流之土地利用因子比較表

樣本溪流	921 前土地利用 (%)	921 後土地利用 (%)
壽山橋	14.43	19.58
新安橋	11.68	10.63
新山橋	29.11	22.41
郡平橋	33.14	30.31
郡安橋	9.17	11.16
郡坑橋	62.62	55.53
上安橋	14.45	18.04
95.5K	16.18	37.03
豐丘	5	7.95
筆石橋	0.06	15.62
庫坑橋	3.44	14.39
望美橋	0.47	1.33
望鄉橋	6.73	6.74
香蕉橋	28.81	37.86
新興橋	3.11	8.59
東埔一號橋	3.96	5.42
東埔二號橋	0.08	2.06

距離場址 30 Km 圓幅範圍內活斷層一覽表

編號	斷層名稱	距離Km	編號	斷層名稱	距離Km	編號	斷層名稱	距離Km
1	九芎坑斷層	30.473	4	大尖山-觸口斷層	24.289	6	大茅埔-雙冬斷層	17.604
17	水裡坑斷層	27.012	19	古坑斷層	23.930	26	車籠埔斷層	22.476
38	陳有蘭溪斷層	5.473	47	彰化斷層	37.227			

台灣活斷層分布圖

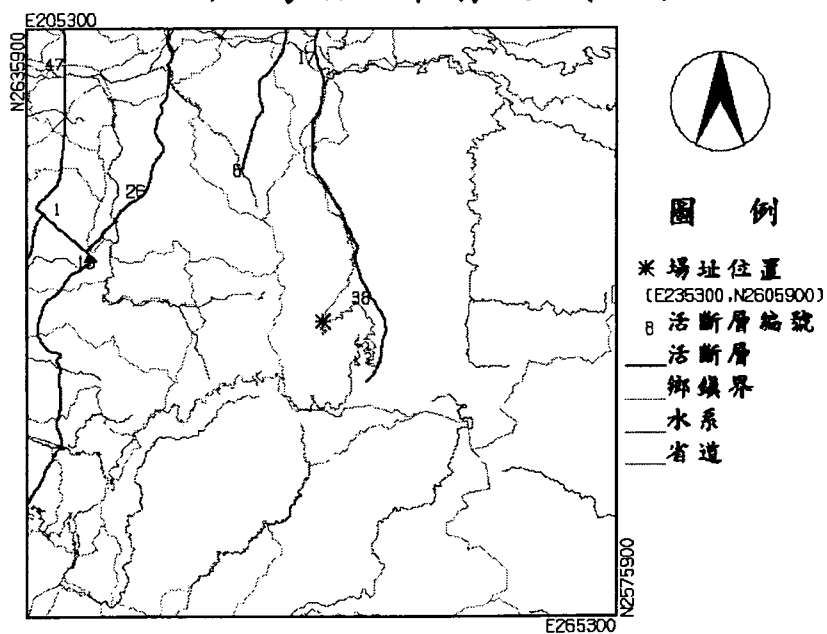


圖 3.3 新興橋集水區至斷層面之最短距離

表 3.9 集集地震後新興橋土石流發生事件

地 點	時 間	原 因
新興橋	民國 89 年 4 月 28 日 14 時	暴雨
	民國 89 年 5 月 2 日 12 時	暴雨
	民國 89 年 8 月 5 日 13~14 時	暴雨

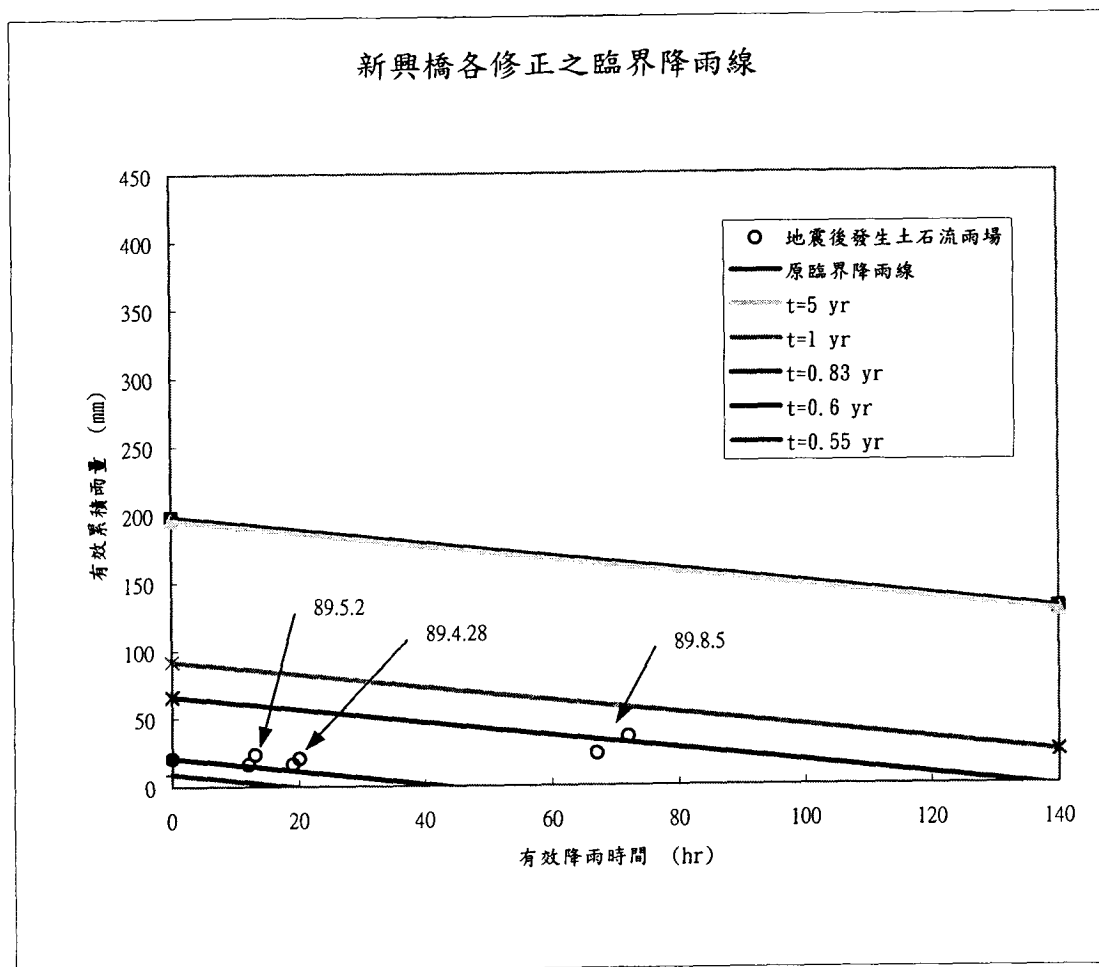


圖 3.4 地震後新興橋集水區之各修正臨界降雨線

理論上，由上述修正之臨界降雨線公式之步驟，即可求得本研究之各個樣本溪流在地震後任一時間之修正臨界降雨線。若將集集地震後所調查發生土石流事件之雨量資料與該修正臨界降雨線套疊，即可驗證該修正公式。但是本研究區域中於集集地震後各樣本溪流之發生土石流事件均小於三場，無法求取式(3.13)中之待定係數 a 、 b 、 c 。考慮本研究之 17 個樣本溪流與新興橋屬陳有蘭溪流域之一級溪流，具有相同之流域特性，故以各樣本溪流的最大地表加速度衰減率以及其臨界降雨線所須之地文、水文因子及土壤力學相關參數代入新興橋之修正公式即式(3.14)中，即可得各樣本溪流之修正臨界降雨線公式，其計算結果如表 3.10 所示，在表 3.10 中，其時間修正係以 921 地震發生後至民國 90 年 7 月 30 日為例，即 $t=1.86$ 年。

3.3.3(c) 地震後土石流發生事件之調查

民國 90 年 7 月 30 日桃芝颱風侵襲台灣，造成全台生命、財產極大的損失，其中颱風帶來的豐沛雨量，導致多處土石流發生，本研究之南投地區亦是如此。集集地震後於本研究區域內訪查當地居民是否有土石流發生事件，其中令人印象深刻並且有其正確土石流發生記錄時間的，僅桃芝颱風來襲期間，其各樣本溪流土石流發生時間之記錄成果如表 3.11 所示。

3.3.3(d) 修正後臨界降雨線之驗證

本研究以民國 90 年桃芝颱風侵襲台灣之雨量資料所繪製的有效雨量路徑與修正後臨界降線套疊，並於圖中標示其土石流發生時間進行驗證，其各樣本溪流之套疊結果如圖 3.5 及圖 3.6 所示。本研究為了進一步驗證其準確性，係以土石流發生有效累積雨量之實際值減去預測值除以預測值定義為修正臨界降雨線之誤差百分比，其計算結果

如表 3.12 所示。本研究亦定義誤差百分比之可靠度並且分為五種等級，其分級列於表 3.13 中，此部份之研究成果於下章節中詳述之。

表 3.10 地震後樣本溪流修正臨界降雨線之公式

樣本溪流	地震規模 M(芮氏地震規模)	大茅埔-雙冬斷層距離 R(公里)	PGA	t 年	地震後修正臨界降雨線之公式
壽山橋	7.3	5.76	0.528	1.86	$Y=-0.4873X+191.85$
新安橋	7.3	5.792	0.527	1.86	$Y=-0.4873X+191.89$
新山橋	7.3	6.145	0.516	1.86	$Y=-0.4873X+192.34$
郡平橋	7.3	6.096	0.518	1.86	$Y=-0.4873X+192.28$
郡坑橋	7.3	5.692	0.53	1.86	$Y=-0.4873X+191.76$
郡安橋	7.3	5.634	0.532	1.86	$Y=-0.4873X+191.69$
上安橋	7.3	5.541	0.535	1.86	$Y=-0.4873X+191.57$
95.5K	7.3	8.938	0.442	1.86	$Y=-0.4873X+195.28$
豐丘	7.3	9.621	0.427	1.86	$Y=-0.4873X+195.87$
筆石橋	7.3	11.699	0.385	1.86	$Y=-0.4873X+197.44$
庫坑橋	7.3	13.158	0.359	1.86	$Y=-0.4873X+198.37$
望美橋	7.3	13.695	0.35	1.86	$Y=-0.4873X+198.68$
望鄉橋	7.3	14.152	0.343	1.86	$Y=-0.4873X+198.93$
香蕉橋	7.3	16.346	0.311	1.86	$Y=-0.4873X+200.02$
新興橋	7.3	17.604	0.295	1.86	$Y=-0.4873X+200.56$
東埔一號橋	7.3	18.89	0.28	1.86	$Y=-0.4873X+201.07$
東埔二號橋	7.3	18.031	0.29	1.86	$Y=-0.4873X+200.74$

表 3.11 桃芝颱風土石流發生事件

是否發生土石流	樣本溪流	發生日期	發生時間
發生土石流	壽山橋	2001 年 7 月 30 日	07:00
發生土石流	新安橋	2001 年 7 月 30 日	06:30~ 07:30
發生土石流	新山橋	2001 年 7 月 30 日	06:30~ 07:30
發生土石流	郡平橋	2001 年 7 月 30 日	06:30~ 07:30
發生土石流	郡坑橋	2001 年 7 月 30 日	06:30~ 07:30
發生土石流	郡安橋	2001 年 7 月 30 日	06:30~ 07:30
發生土石流	上安橋	2001 年 7 月 30 日	06:00
發生土石流	95.5K	2001 年 7 月 30 日	不可考
發生土石流	豐丘	2001 年 7 月 30 日	06:00
發生土石流	筆石橋	2001 年 7 月 30 日	08:00
未發生土石流	庫坑橋	-	-
未發生土石流	望美橋	-	-
發生土石流	望鄉橋	2001 年 7 月 30 日	07:00
未發生土石流	香蕉橋(玉平橋)	-	-
發生土石流	新興橋	2001 年 7 月 30 日	06:30~ 07:30
發生土石流	東埔一號橋	2001 年 7 月 30 日	04:30~ 05:30
發生土石流	東埔二號橋	2001 年 7 月 30 日	04:30~ 05:30

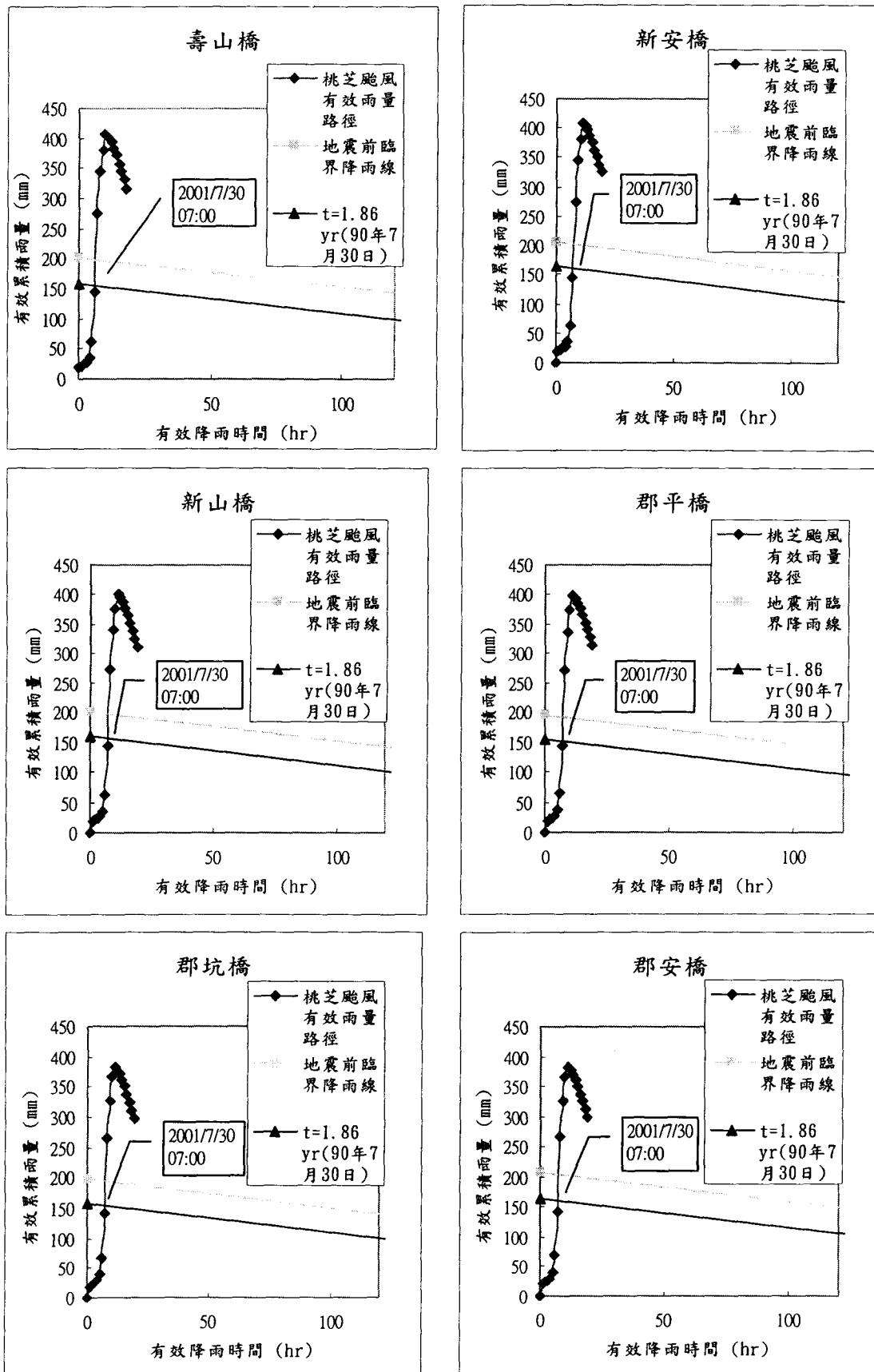


圖 3.5 桃芝颱風發生土石流之有效雨量路徑

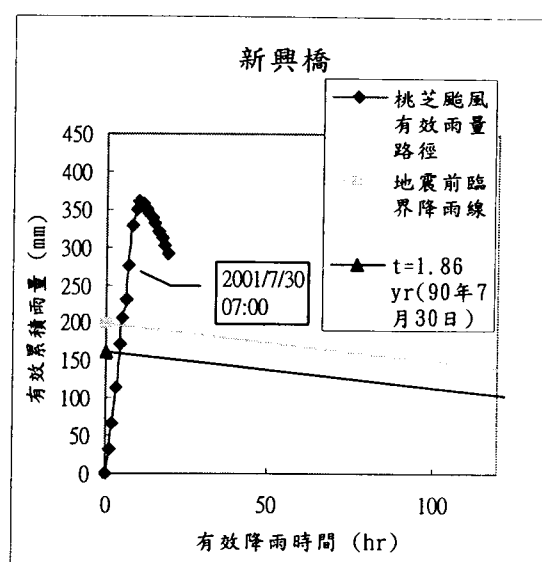
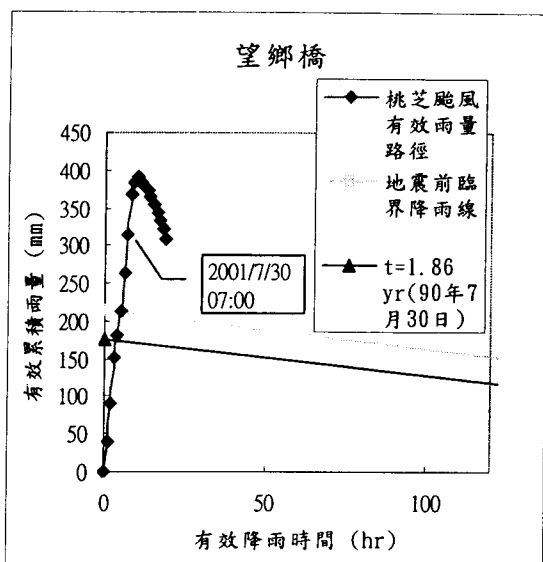
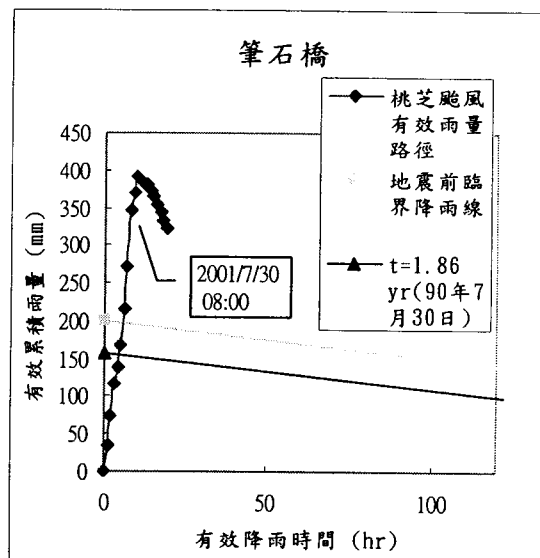
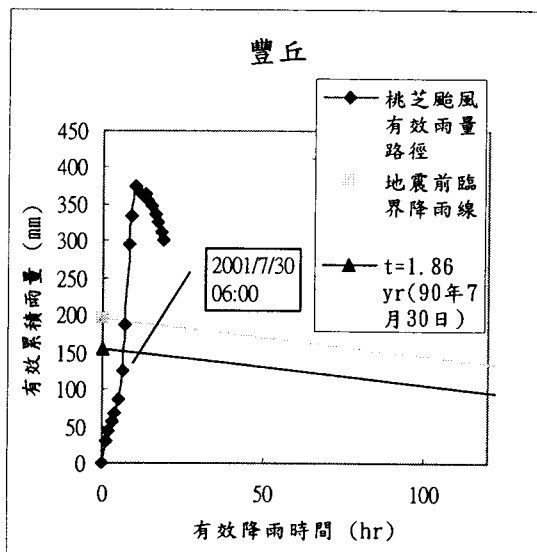
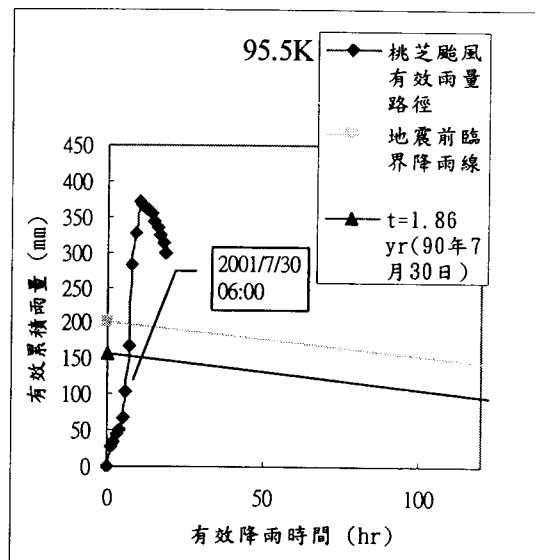
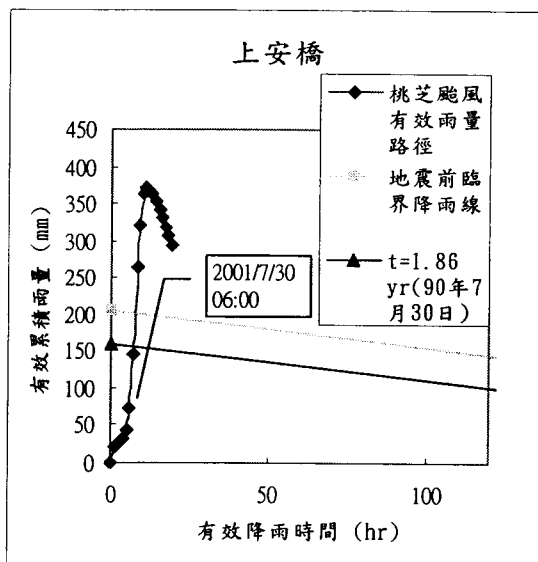


圖 3.5 (續) 桃芝颱風發生土石流之有效雨量路徑

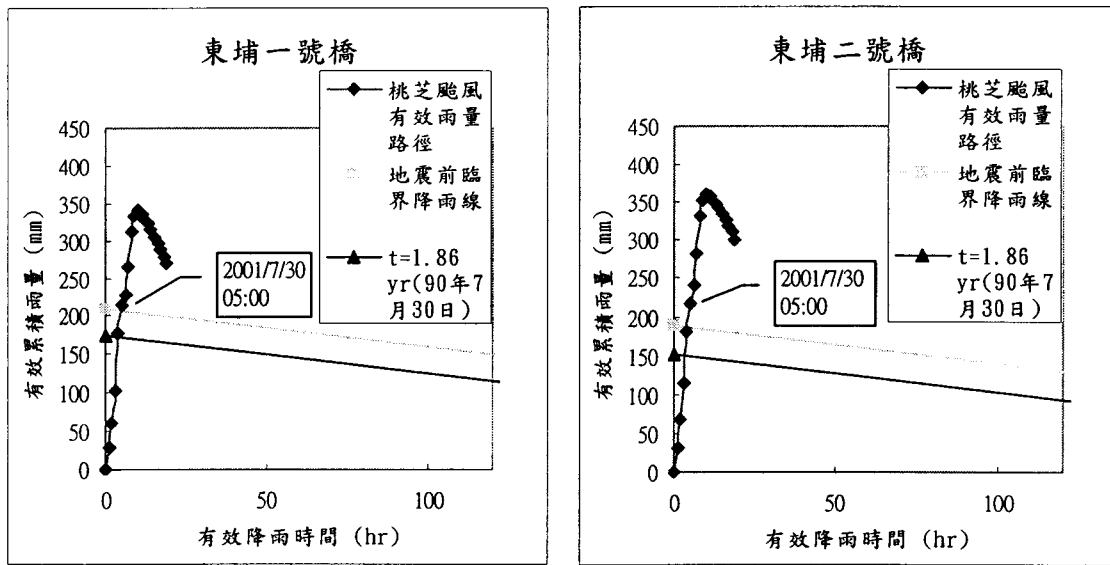


圖 3.5 (續) 桃芝颱風發生土石流之有效雨量路徑

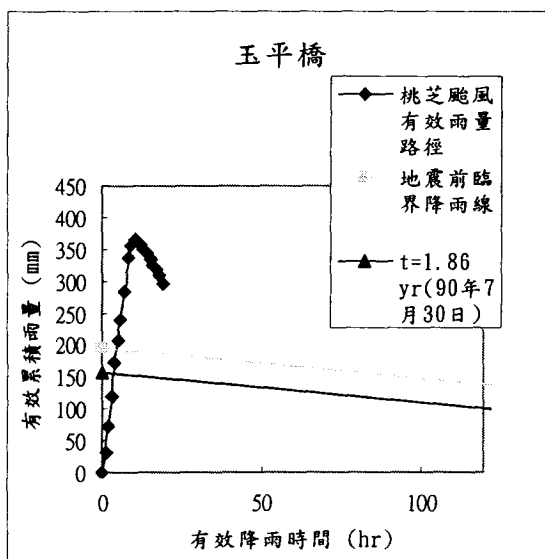
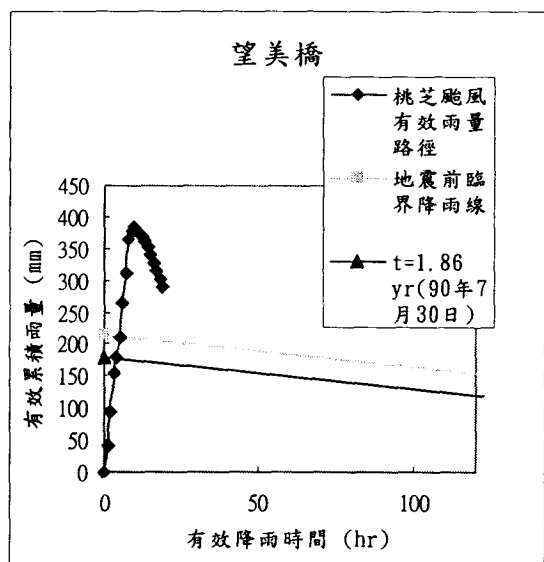
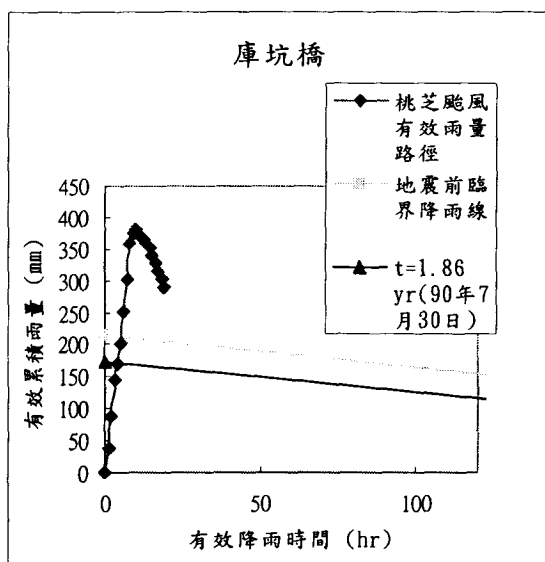


圖 3.6 桃芝颱風未發生土石流之有效雨量路徑

表 3.12 地震後土石流發生有效累積雨量之誤差百分比

樣本溪流	發生土石流之有效累積雨量		誤差百分比%	備註
	預測值(mm)	實際值(mm)		
壽山橋	153.94	144.94	-5.84	
新安橋	160.31	145.18	-9.44	
新山橋	157.53	144.09	-8.53	
郡平橋	151.63	143.80	-5.17	
郡坑橋	155.51	143.23	-7.90	
郡安橋	161.45	143.88	-10.88	
上安橋	156.39	74.00	-52.68	
95.5K	152.25	102.63	-32.59	
豐丘	151.56	124.51	-17.85	
筆石橋	153.74	345.74	124.88	
庫坑橋	169.56	(381.68)	125.10	未發生土石流
望美橋	173.29	(383.98)	121.58	未發生土石流
望鄉橋	172.86	314.04	81.68	
香蕉橋(玉平橋)	153.33	(365.97)	138.68	未發生土石流
新興橋	158.92	274.57	72.77	
東埔一號橋	172.67	213.52	23.65	
東埔二號橋	150.58	217.60	44.51	

註：括弧中數字為其最大有效累積雨量

表 3.13 誤差百分比之可靠度表

誤差百分比	可靠度	統計件數
在±10%以內	極佳	5
大於±10%，在±20%以內	佳	2
大於±20%，在±30%以內	尚可	2
大於±30%，在±50%以內	不甚滿意	4
大於±50%以上	不滿意	1

3.3.4 機率式臨界降雨線之建構

土石流預警系統之建構概念，為在土石流災害發生以前，提供正確與即時的資訊，以利防災監控中心人員發佈警戒、避難等決策之依據，若配合事前所規劃之緊急災害逃生路線，可使土石流發生所造成人員、財產之損失減至最輕。然而，預警系統若太過於靈敏，往往使得當地居民對預警系統失去信心。不夠靈敏的預警系統，當遇到真正土石流發生，卻又造成更大的災害，達不到防治的效果。在降雨量圖上，以工程機率觀點解釋之土石流發生機率，似乎為解決之道。亦即當颱風或暴雨來臨時，在降雨圖上標出目前的有效降雨延時和有效累積雨量，即可得知目前土石流的發生機率，此作法可提供行政單位發佈警報時的依據。

目前預警系統是在颱風或暴雨來臨時，利用現地雨量站即時傳回的資料，計算有效降雨延時和有效累積雨量，將其標示在降雨圖後，再判斷其危險度。然而，目前大都只以臨界降雨線為依據，常無法準確地發佈警報。因為即使雨場已接近或超過臨界降雨線，還是無從得知發生土石流的機率。

在求取土石流的發生機率前，必需先定義何為土石流的發生機率。以如圖 3.7 為例，若藍線為土石流發生機率值 10%，紅線為有效雨量路徑，該線上第 25 小時之有效累積雨量值恰在 10% 機率線上，則在此條件下該點發生土石流為 10%。這就是本研究所要建構機率式臨界降雨線之具體義意。未來，若把各個不同機率線標示於降雨圖上（如圖 3.8），則有效雨量路徑上的每一個點則易與預測土石流發生機率線進行對照，對於預警系統的監測將有極大的幫助。至於本研究訂定機率式臨界降雨線之方法於下各節中詳述之。

3.3.4(a) 機率式臨界降雨線之假設

本研究於訂定之機率式臨界降雨線之前先提出以下三個假設：

一、線性式

機率線函數之類型可用線性和非線性等來類比，各有其優劣點。線性方式分析在兩軸之交點與實際的物理現象不符合。雖然非線性分析有較合理的結果，針對防災的觀點來說應該採用，但考慮實際資料點之分佈及簡化理論之分析，故此處仍假設機率線為線性式。

二、機率線之斜率與臨界降雨線相同

臨界降雨線是為發生與未發生土石流雨場兩組群之分界，則該線上任意一點應該有相同之發生土石流之機率，假設機率線之斜率與臨界降雨線相同，則當某一條有效雨量路徑繪製於降雨圖上，其該線上各點可容易地指示出其發生土石流之機率值。

三、機率線之截距愈大，機率愈大

此假設之物理意義為，同一延時下，有效累積雨量愈大，土石流發生機率愈大。此定義符合土石流發生條件之一，充沛的雨量。因此，往後看到的機率線，除臨界降雨可能改變出現的順序，其餘機率線在圖上順序不變。

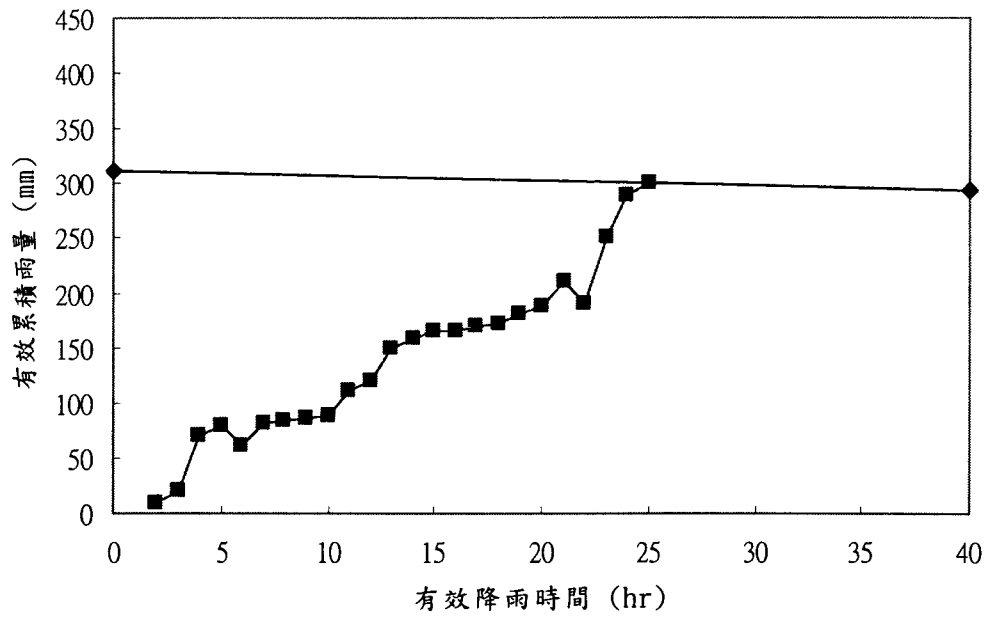


圖 3.7 土石流發生機率之概念圖

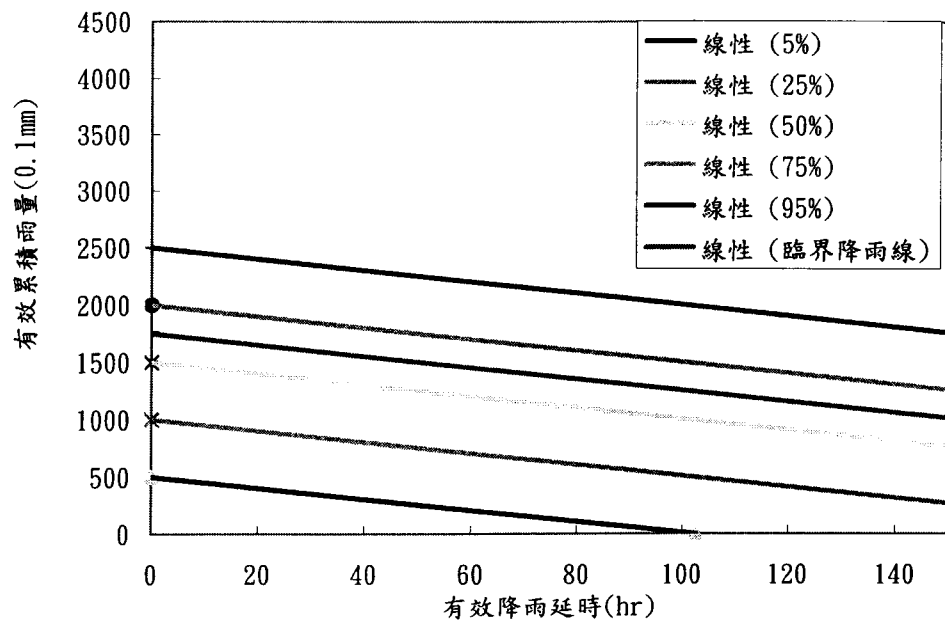


圖 3.8 機率式臨界降雨線示意圖

3.3.4(b) 臨界降雨線機率值之概念

不同截距但斜率與臨界降雨線相同之直線，實際所代表之土石流發生之機率為多少？藉由以下之觀察可訂定出其機率之分佈情形。兩個組群之分佈情形不外乎下述三種，即兩個組群完全分開、組群完全重合和兩組群間有交錯之情形（如圖 3.9）。當兩個組群完全分開時，區別分析能做最有效之分隔，也就是所求得之臨界降雨線能完全百分之百的將發生土石流和未發生土石流之雨場分隔開，此時臨界降雨線以下會發生土石流的機率為零，累積雨量隨延時的增加而超過臨界降雨線則必定會發生土石流，以機率的觀點來說為百分之百的發生率（如圖 3.9(I)），當然這純粹是以樣本點的分佈來推論的。當兩個組群完全重合時，則區別函數無法做有效且明顯的分割，此為最差的情況（如圖 3.9(II)），但絕大部份的組群間分佈都不會完全重合。因此最常見的情形為兩個群組間有部份區域重疊（如圖 3.9(III)），即在兩組群邊界交界處，組群間的樣本互相交錯（圖 3.10 示），此時區別分析則會考慮樣本分佈情形，找出能將兩組群分開之最適區別函數。但無論使用何種形式之區別分析，皆無法將兩組群完全分開，其原因是分析之樣本點分佈本來就顯示此現象。故由前述方式所求得線性式臨界降雨線必定落在圖 3.9(III)中之 A 線及 B 線之間，其中 A 線為曾經發生土石流之雨場組群之下界，而 B 線為未發生土石流雨場組群之上界。觀其 A、B 線所顯現的物理意義為在 A 線以下完全沒有發生土石流雨場的樣本點，因此可推論為在 A 線以下，由歷史的經驗來說發生土石流的機率為零；同理在 B 線以上，完全沒有未發生土石流的樣本點，故只要雨量超過 B 線，則百分之百會發生土石流。當然在 A 線及 B 線之間，發生土石流的機率就隨截距的增加而上升，範圍從零到百分之百。

在 A 線及 B 線之間若有一斜率相同之 C 線（如圖 3.11(I)），其縱軸截距在 AB 之間任何一點時之發生土石流機率，可以用 C 線掃過兩組群交錯區之體積百分比來表示，如圖 3.11(II)中斜線區域。若兩組群交錯區之總體積為 V ，而 C 線所通過區域的體積為 V_i （斜線部份的體積），C 線在任何點所會發生土流得機率為 V_i/V 。C 線在下界（即 A 線）時，所通過的體積為零（ $V_i=0$ ），即發生土石流機率為零，和 A 線本身所代表之意義相符。同理，當 C 線截距到達上界（即 B 線）時，所掃過區域之體積即為交錯區全部的體積（ $V_i=V$ ），發生土石流的機率即到達百分之百。如此一來就可計算出在整個組群間發生土石流分佈之機率值。

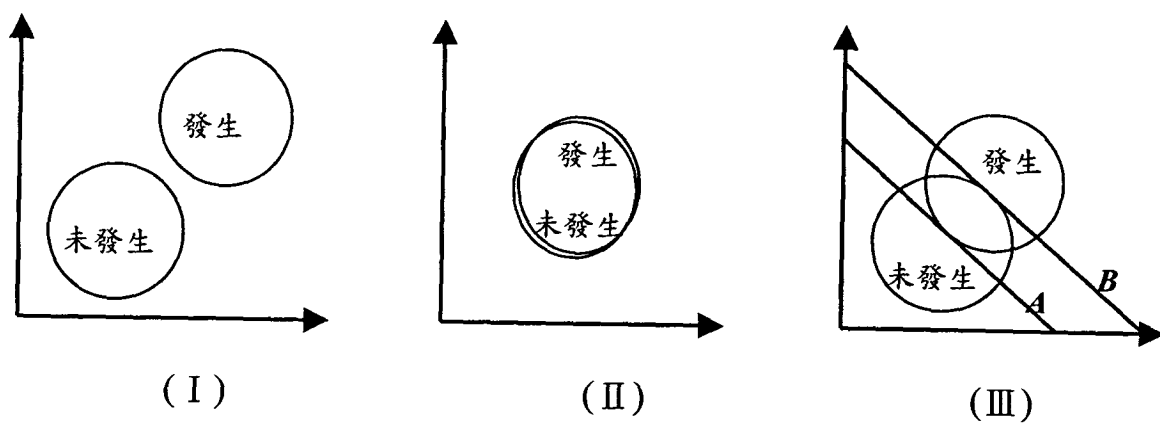


圖 3.9 兩個組群空間分佈之三種情形（投影至二維）

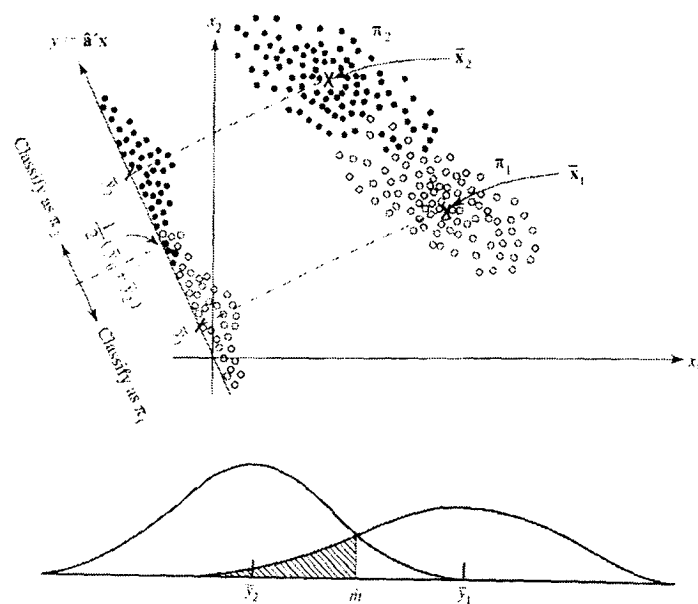


圖 3.10 組群間邊界交錯示意圖（俯視及剖面圖）

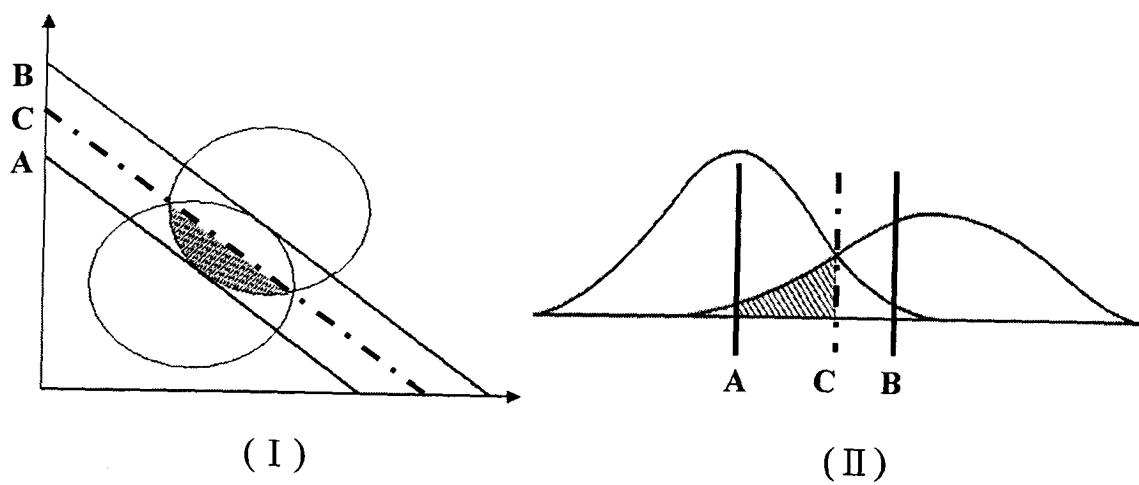


圖 3.11 計算土石流發生機率示意圖

3.3.4(c) 二維常態分佈理論

假設今所分析之兩個組群，即土石流發生及未發生兩場皆符合二維常態分佈，則在空間上的分佈為三維之鐘型分佈，投影在二維平面為圓形或橢圓形，視其分佈之型態而定（如圖 3.12 示）。二維常態分佈理論介紹如下：

如果二維隨機變數 (x, y) 之聯合機率密度函數為

$$f(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)}\left[\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2 - 2\rho\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)\left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right]\right\} \quad (3.15)$$

其中 $-\infty < x < \infty$ ； $-\infty < y < \infty$ ，同時 x 之平均值 μ_x ， y 之平均值 μ_y ， x 之標準差 σ_x ， y 之標準差 σ_y 和 x 與 y 的相關係數 ρ_{xy} 都是滿足 $\sigma_x > 0$ ， $\sigma_y > 0$ ， $-\infty < \mu_x < \infty$ ， $-\infty < \mu_y < \infty$ 和 $-1 < \rho_{xy} < 1$ 的常數，則 (x, y) 為二維常態分佈 (Bivariate Normal Distribution)。(如圖 3.12 所示)

二維常態分佈滿足以下三特性

1. $f(x, y) > 0$ ，對所有 $-\infty < x < \infty$ ， $-\infty < y < \infty$
2. $\int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} f(x, y) dx dy = 1$
3. 若 (X, Y) 為二維常態分佈，則 X 與 Y 均分別為一維常態，且 $X \sim N(\mu_x, \sigma_x^2)$ ， $Y \sim N(\mu_y, \sigma_y^2)$ 。

3.3.4(d) 資料的標準化

資料之標準化是將所有觀測值 x 的平均值 μ_x 換成 0，而標準差 σ_x 換成 1，然後以標準差為單位用來度量常態分佈。若以平均數為零點，將觀測值以標準差為單位表示出來，得到的數值 z 就叫做「標準計分」

(standard score)。任何觀測值的標準計分 z 為

$$z = \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \quad (3.16)$$

此外，常態分佈曲線重要的特性為距平均數一個標準差範圍內則會含蓋 68.26% 的觀測值；距平均數兩個標準差範圍內則會含蓋 95.45% 的觀測值；距平均數三個標準差範圍內則會含蓋 99.73% 的觀測值（如圖 3.13 所示）。本研究據此之目的是在計算臨界降雨線之機率值時，可明確地決定積分所需定義域之下界。故研究計算中是以標準計分 $z=-3$ 為其下界。

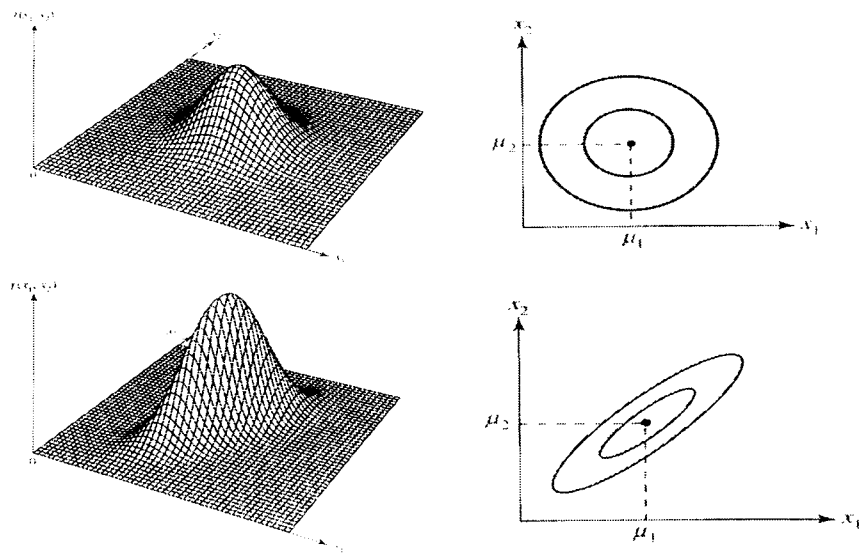


圖 3.12 常態分佈二維、三維示意圖

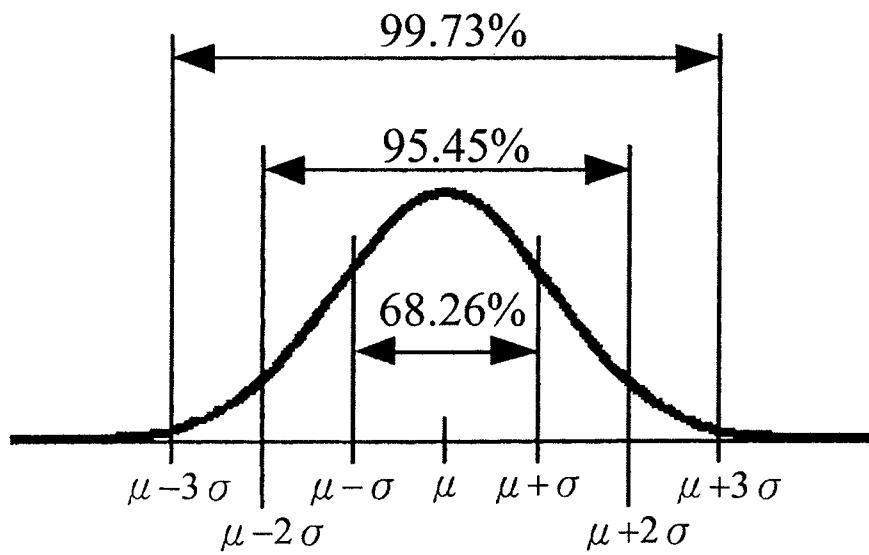


圖 3.13 常態分佈曲線重要的特性

3.3.4(e) 土石流發生臨界降雨機率線之計算

在陳有蘭溪流域之 17 條樣本溪流中，收集民國 70 年~87 年間雨量觀測站之逐時雨量資料，並找出其中 10 個曾經有發生土石流之樣本溪流。利用 3.3.2(b)節中提及數化雨場之方法，獲得發生土石流雨場共 52 個資料點以及未發生土石流雨場共 516 個資料點。假設土石流發生及未發生雨場皆符合二維常態分佈並分別統計出發生土石流雨場及未發生土石流雨場組群之平均值及標準差。計算方式是首先必須求出兩群體交錯區之總體積，其範圍是以原臨界降雨線為中心向下到下界 A 線，向上至上界 B 線，如圖 3.14 綠色部份所示。之後機率值之訂定是根據任意臨界降雨線 C 座落位置的不同該發生土石流機率之計算分為兩個部份，一是界於原臨界降雨線以下至下界 A 線之間，計算過程中必須使用發生土石流雨場組群之平均值及標準差，而其體積之計算範圍從 A 線到 C 線之間（如圖 3.15 紅色部份），最後除以總體積即為 C 線土石流發生之機率。另一是界於原臨界降雨線以上至上界 B 線之間，其體積之計算範圍從原臨界降雨線到 C 線之間（如圖 3.16 藍色部份）計算過程中必須使用未發生土石流雨場組群之平均值及標準差，加上前述之原臨界降雨線以下部份（如圖 3.16 紅色部份），其組合之體積除以總體積即為 C 線之土石流發生機率。

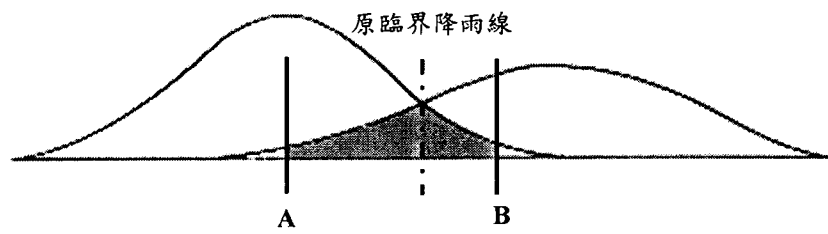


圖 3.14 兩群體交錯區之總體積

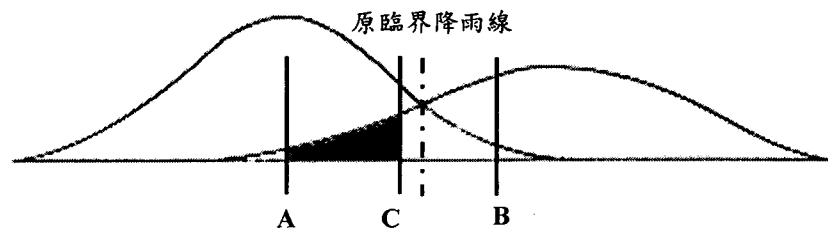


圖 3.15 c 線在原臨界降雨線以下

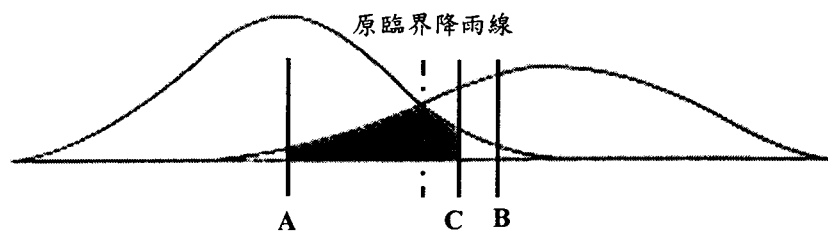


圖 3.16 c 線在原臨界降雨線以上

本研究為推導出積分機率密度函數過程中所需之上界，將上述 3.3.3(a)節中之式 (3.9) 與 (3.10) 合併，則地震前臨界降雨線方程式為：

$$y = -0.4873x + b \quad (3.17)$$

其中 b 為式 (3.17) 之截距，如下所示：

$$b = -0.0517Z + 234.6 \quad (3.18)$$

將各個樣本溪流之水文、地文因子及土壤力學參數代入式 (3.18)，即可求出各個樣本溪流之地震前臨界降雨線方程式之截距。在各不同之截距中，本研究以最保守的情況下作為代表陳有蘭流域其臨界降雨線之截距，故選擇其中最小值之截距。篩選結果取豐丘其臨界降雨線之截距 $b = 194.189(\text{mm})$ 作為計算基準。

本研究利用統計方法計算出有效降雨時間 x 及有效累積降雨量 y 之平均值 μ 及標準差 σ ，分別予以標準化，故標準化之有效降雨時間 x' 及有效累積降雨量 y' 如下：

$$x' = \frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \quad (3.19)$$

$$y' = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \quad (3.20)$$

代入臨界降雨線式 (3.17)，得標準化之臨界降雨線：

$$y' = \frac{-0.4873\sigma_x}{\sigma_y} x' - \frac{0.4873\mu_x + \mu_y}{\sigma_y} + \frac{b}{\sigma_y} \quad (3.21)$$

則由其聯合密度函數積分式計算臨界降雨線以下所包含之體積 V 為：

$$V = \int_{-3}^{\frac{b}{0.4873} - \frac{\mu_x}{\sigma_x}} \int_{-3}^{\frac{-0.4873\sigma_x}{\sigma_y} x' - \frac{0.4873\mu_x + \mu_y}{\sigma_y} + \frac{b}{\sigma_y}} f(x', y') dy' dx' \quad (3.22)$$

$$f(x', y') = \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2(1-\rho^2)} \left[\left(\frac{x-0}{1}\right)^2 - 2\rho\left(\frac{x-0}{1}\right)\left(\frac{y-0}{1}\right) + \left(\frac{y-0}{1}\right)^2 \right]\right\} \quad (3.23)$$

其中，式 (3.22) 中有效降雨時間 x' 之上界，取決於未標準化前有效降雨時間 x 其定義域之上界，即為當有效累積降雨量 $y=0$ 時。至於定義域下界之決定，於上述 3.3.4(d) 節中已說明其理由，即本研究以標準計分 $z=-3$ 為積分之下界。最後，計算出代表陳有蘭溪流域之土石流發生臨界降雨機率線，其結果如表 3.14 及圖 3.17 所示。

本研究為了驗證各機率線之準確性，係以各機率式臨界降雨線以下所包含實際土石流發生雨場數目除以預測發生機率為 99.5% 之機率線以下實際土石流發生雨場之總數目，即為該線之實際土石流發生機率值，其計算結果如表 3.15 示。此部份之研究成果於下章節中詳述之。

表 3.14 各不同機率線之截距

原臨界降雨線至下界 A 線之 體積		原臨界降雨線至上界 B 線之體積		總體積
0.151		0.195		0.346
C 線之位置	在原臨界降雨 線以下之體積	在原臨界降雨 線以上之體積	機率	截距 b
落在原臨界降 雨線上	0.151	0	43.64%	194.189
落在原臨界降 雨線以下	0.002	0	0.50%	25.343
落在原臨界降 雨線以下	0.035	0	10.00%	115.525
落在原臨界降 雨線以下	0.069	0	20.00%	148.378
落在原臨界降 雨線以下	0.104	0	30.00%	171.017
落在原臨界降 雨線以下	0.138	0	40.00%	188.226
落在原臨界降 雨線以上	0.151	0.022	50.00%	198.739
落在原臨界降 雨線以上	0.151	0.057	60.00%	206.731
落在原臨界降 雨線以上	0.151	0.091	70.00%	215.925
落在原臨界降 雨線以上	0.151	0.126	80.00%	227.983
落在原臨界降 雨線以上	0.151	0.160	90.00%	245.373
落在原臨界降 雨線以上	0.151	0.193	99.50%	291.723

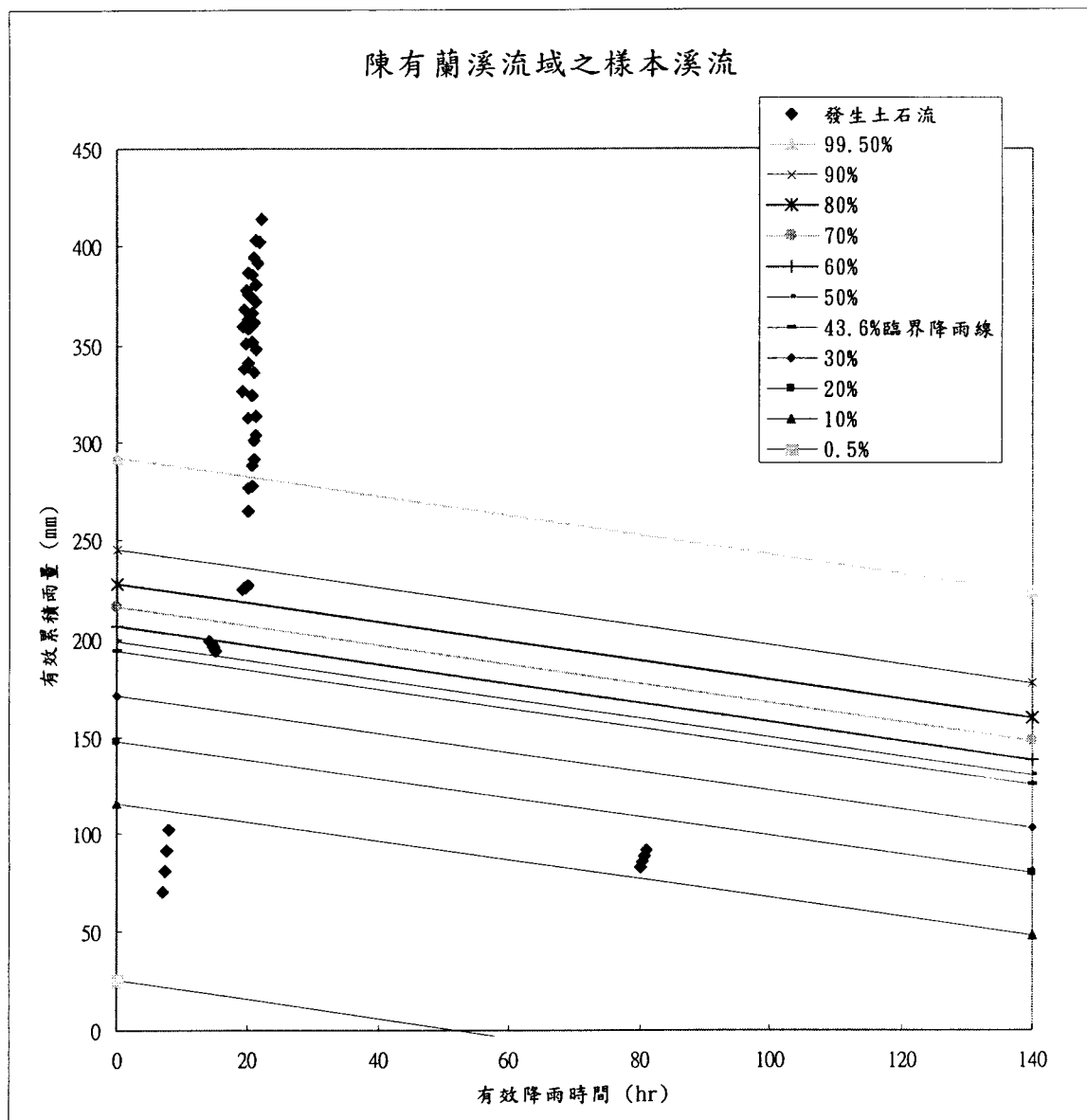


圖 3.17 陳有蘭溪流域之機率式臨界線分佈圖

表 3.15 各不同預測機率線之實際發生機率值

發生土石流 臨界降雨線之 預測機率	該機率線以下 其發生土石流 點數	預測發生機率為 99.5%之機率線以下 其發生土石流點數	實際 機率值
99.50%	19	19	100.00
90%	16	19	84.21
80%	12	19	63.16
70%	12	19	63.16
60%	12	19	63.16
50%	8	19	42.11
44%	8	19	42.11
30%	8	19	42.11
20%	8	19	42.11
10%	4	19	21.05
0.50%	0	19	0.00

第四章 結果與討論

本研究以南投縣為主要研究區域，其中選擇陳有蘭流域之 17 條一級溪流作為樣本溪流，收集研究地區中自民國七十至九十年之土石流發生及降雨量資料，對於集集大地震後修正臨界降雨線進行驗證及提出定訂機率式土石流發生臨界降雨線的方法，其結果與討論詳述如下：

1. 民國 88 年 9 月 21 日集集大地震之後，南投地區之地貌及地文狀況發生明顯的變化，其土石流發生潛勢因子已與過去有所不同。因此，對於過去用以預測土石流發生的預測公式予以改良。本研究之修正方法是對於原預測土石流發生之臨界降雨線中之土地利用因子取地震後之衛星影象資料重進行計算，並在原臨界降雨線公式中加入了適用台灣地區於地震時所估算之最大地表加速度公式及時間影響函數，即求出適用陳有蘭流域之地震後修正臨界降雨線通式，將研究區域內之各個樣本溪流之地文、水文因子及土壤力學參數代入，最後獲得其 17 條地震後修正臨界降雨線公式，其公式之形式為 $Y = -0.4873X + b$ ，其中 Y 為有效累積雨量， X 為有效降雨時間， b 為此公式之截距範圍從 191.57 到 201.07 之間，其截距之意義代表著其樣本溪流之引發土石流誘因的總計。

2. 調查民國 90 年 7 月 30 日本研究之樣本溪流是否受桃芝颱風重創引發土石流災害之情形。訪查過程中，95.5k 附近地區因遭土石流淹沒後當地居民已不知去向，只留下受災毀損的景象，根據其鄰近之上安橋及豐丘兩地土石流發生時間，推估可能發生時間為上午六點左右。調查結果發現未發生土石流之樣本溪流僅庫坑橋、望美橋及玉平橋(原香蕉橋)三個地點，其餘 14 個均發生土石流，發生時間約上午

五點至八點之間。

3. 本研究將其有效雨量路徑與修正後臨界降線套疊，發現其中壽山橋、新安橋、新山橋、郡平橋、郡坑橋、郡安橋、上安橋、95.5K及豐丘等 9 個樣本溪流發生土石流時間之雨場皆緊鄰於修正後臨界降線之下方附近，比較其土石流發生有效累積雨量之實際值與預測值之誤差百分比，計算結果均為負值。而筆石橋、望鄉橋、新興橋、東埔一號橋、及東埔二號橋等 5 個樣本溪流發生土石流時間之雨場均位於修正後臨界降線之上方，其土石流發生有效累積雨量之實際值與預測值誤差百分比均為正值。而未發生土石流之庫坑橋、望美橋及玉平橋(原香蕉橋)之有效雨量路徑均超出其修正後臨界降線。若以本研究定義誤差百分比之可靠度統計結果，發現土石流發生事件中，誤差百分比 $\pm 10\%$ 以內，可靠度為極佳的有 5 件；大於 $\pm 10\%$ 而在 $\pm 20\%$ 以內，可靠度為佳的有 2 件；大於 $\pm 20\%$ 而在 $\pm 30\%$ 以內，可靠度為尚可的有 2 件；大於 $\pm 30\%$ 而在 $\pm 50\%$ 以內，可靠度為不甚滿意的有 4 件；大於 $\pm 50\%$ 以上，可靠度為不滿意的有 1 件。而在 14 個土石流發生事件中，誤差百分比在 $\pm 30\%$ 以內視為判斷土石流發生正確事件有 9 件，其正確率為 64.29%。

4. 在預警系統方面判別土石流之發生與否，現階段大都以土石流發生臨界降雨線作為區分，對於土石流發生機率之研究成果發表不多，本研究有鑑於此，整理出研究地區已近二十年的土石流發生及降雨量記錄資料。於記錄資料中，共找出 10 個曾經有發生土石流之樣本溪流，並將研究區域內雨量觀測站之逐時雨量資料經過雨場數化的方式計算，獲得發生土石流雨場共 52 個資料點以及未發生土石流雨場共 516 個資料點。

5. 計算發生及未發生土石流雨場兩種群集之基本統計量，發現在

發生土石流雨場群集方面，其有效降雨時間之平均值 μ_x 為 23.51hr 及標準差 σ_x 為 17.021hr，有效累積降雨量之平均值 μ_y 為 287.448mm 及標準差 σ_y 為 105.022mm，而有效降雨時間與有效累積降雨量之相關係數 ρ_{xy} 為-0.378。在未發生土石流雨場群集方面，其有效降雨時間之平均值 μ_x 為 49.271hr 及標準差 σ_x 為 28.017hr，有效累積降雨量之平均值 μ_y 為 123.598mm 及標準差 σ_y 為 59.467mm，而有效降雨時間與有效累積降雨量之相關係數 ρ_{xy} 為-0.436。由以上之統計結果，觀察出發生土石流雨場群集明顯地位於未發生土石流雨場群集的上方。

6. 本研究取陳有蘭溪流域之 17 條樣本溪流之發生土石流雨場及未發生土石流雨場兩組群邊界交錯的特性，定出臨界降雨線之土石流發生機率值。在組群間互相重疊之區域可獲得該區間之下界，即發生土石流機率為 0.5%時，其臨界降雨線公式為 $y = -0.4873x + 25.34$ 。若此線向上平移，則發生機率隨之上升。當臨界降雨線在重疊區間之上界時，即發生土石流機率為 99.5%時，其臨界降雨線公式為 $y = -0.4873x + 291.72$ 。

7. 本研究以各機率式臨界降雨線以下所包含實際土石流發生雨場數目，除以預測發生機率為 99.5%之機率線以下實際土石流發生雨場之總數目，求出該線之實際土石流發生機率值，結果為預測機率 99.50%之機率線其實際機率值為 100%；預測機率 90%之機率線其實際機率值為 84.21%；預測機率 80%、70%和 60%之機率線其實際機率值為 63.16%；預測機率 50%、44%、30%和 20%之機率線其實際機率值為 42.11%；預測機率 10%之機率線其實際機率值為 21.05%；預測機率 0.50%之機率線其實際機率值為 0%。預測機率為 99.50%及 0.50%之機率線皆符合實際值，其餘各個機率線與實際值比較結果尚可，若實際土石流發生雨場之總數目足夠多，相信情況會有所改善。

第五章 結論與建議

5.1 結論

1. 民國 88 年 9 月 21 日集集大地震造成台灣中部山區地貌及地文狀況發生明顯變化，據此可推測強震內的土石流發生潛勢應已隨之改變。此外，專家學者亦曾經指出地震後誘發土石流災害的雨場，無論是降雨條件或是規模，均和災前有明顯的不同。若以地震前與地震後之暴雨事件混合分析，則分析出之土石流發生基準勢必低估。而單以地震後之雨場分析，資料量明顯不足。因此本研究對於雨量資料的蒐集與分析乃以集集地震為界，以集集大地震前約二十年的雨量資料，訂定出地震前之土石流發生臨界降雨線，考慮研究區域內受大地震影響於原臨界降雨線公式中進行土地利用因子之修正，並加入最大地表加速度公式及時間影響函數等修正量，計算出陳有蘭溪流域 17 條樣本溪流之地震後預測土石流發生修正臨界降雨線公式。將桃芝颱風引發樣本溪流之土石流發生雨場驗證其修正臨界降雨線，結果為 14 個土石流發生事件中，誤差百分比在 $\pm 30\%$ 以內視為判斷土石流發生正確事件有 9 件，其正確率為 64.29%。

2. 綜觀土石流之相關研究文獻，在預警系統方面判別土石流之發生與否，現階段大都以土石流發生臨界降雨線作為區分，對於土石流發生機率之研究成果發表不多，有鑑於此，本研究整理出研究區域既有近二十年的土石流發生雨量資料，數化發生土石流雨場共 52 個資料點以及未發生土石流雨場共 516 個資料點，並觀察出發生與未發生土石流雨場群組間具有重疊之特性。並使用機率密度函數積分所得體積之概念，其中任一臨界降雨線下劃分的體積與兩群組重疊總體積之比值，定義為臨界降雨線土石流發生機率。本研究所提出的方法可計

算出預測土石流發生機率下界為 0.5%，上界為 99.5%以及 10%到 90%之間的臨界降雨線，作為代表預測陳有蘭溪流域土石流發生之機率式臨界降雨線。其中該預測機率之上、下界皆符合實際情況，其餘各個機率線與實際值比較結果尚可。

5.2 建議

1. 地震影響土石流的發生機制甚巨，此部份的研究目前所發表的成果並不多見，本研究所使用地震後土石流發生臨界降雨線之預測公式，亦有再修正的必要，如考慮地震時垂直及水平地表加速度佔有不同的影響權重。

2. 地震的規模及其發生次數對土石流發生之影響，是否有門檻值；且地震後土石流發生之規模及次數是否也應加入邊坡土壤結構恢復情況的考量中，均有待未來進一步研究。

3. 研究中所提出之機率式臨界降雨線僅將陳有蘭溪流域中之樣本溪流作計算統計，在土石流預警方面，只能應用於大範圍之集水區。若進一步要針對各一級危險樣本溪流計算其發生土石流機率值，就必須仰賴於足夠多之發生土石流雨場，故應加強發生土石流事件之資料收集。

4. 修正後之臨界降雨線應也有其發生土石流機率之分佈，若能以本研究在組群間互相重疊之特性定訂機率值之方法加以深入研究，未來可以提高修正後之臨界降雨線之適用性。此外收集時間越久資料點隨之增加的情況下，可應用各種不同統計的方法進一步找出最適之發生土石流機率之分佈。

第六章 參考文獻

1. 蔡玉琴，1995，『淡水河流域降雨時空分析及推估—地理資訊系統的應用』，國立臺灣師範大學地理研究所碩士論文。
2. 陳晉琪，2000，『土石流發生條件及發生機率之研究』，國立成功大學水利及海洋工程學研究所碩士論文。
3. 許人助，2000，『設計與製程能力用於良率最佳化之分析』，中華大學電機工程研究所碩士論文。
4. 黃俊耀，2000，『台灣地區土石流發生臨界降雨特性之研究』，國立成功大學水利及海洋工研究所碩士論文。
5. 劉哲欣，2000，『土石流潛在勢能及預警之研究』，國立台灣大學農業工程學研究所碩士論文。
6. 姚善文，2001，『土石流發生之水文特性探討』，中央大學土木工程研究所碩士論文。
7. 高子劍，2001，『機率式土石流臨界降雨線之研究』，國立台灣大學農業工程學研究所碩士論文。
8. 瀨尾克美、船崎昌繼，1973，『土砂害降雨量之研究』，新砂防，第88期，第22-28頁。
9. 瀨尾克美、橫部幸裕，1978，『土砂害降雨量之研究』，新砂防，第108期，第14-18頁。
10. 青木佑久，1980，『過去土石流災害降雨特徵之研究』，土木技術資料，第22-2期，第71-76頁。
11. Caine, N. 1980, "The Rainfall Intensity Duration Control of Shallow Landslides and Debris Flows", *Geografiska Annaler*, Vol.62, pp. 23-27.

12. Cannon, S. H. and S. D. Ellen 1985 , “Rainfall Conditions for Abundant Debris Avalanches in San Francisco Bay Region California” , California Geology, Vol.38, No.12, pp.267 – 272.
13. Keefer, D. K. , R. C. Wilson, R. K. Mark, E. E. Brabb, W. M. Brown, S. D. Ellen, E. L. Harp, G. F. Wieczorek, C. S. Alger, and R. S. Zatkun. 1987, “Real - Time Landslide Warning During Heavy Rainfall” , Science, Vol.238, pp. 921 – 925.
14. Wieczorek, G. F. 1987, “Effect of Rainfall Intensity and Duration on Debris Flows in Central Santa Cruz Mountains” , California, Flows/Avalanches : Process, Recognition and Mitigation, Geological Society of Ameri.
15. 游繁結、陳重光，1987，『豐丘土石流災害之探討』，中華水土保持學報，第18卷第1期，第76 – 92頁。
16. Fedora, M. A. and R. L. Beschta. 1989, “Storm Runoff Simulation Using an Antecedent Precipitation Index (API) Model” , Journal of Hydrology, Vol 112, pp. 121 – 133.
17. 謝正倫，1991，『土石流預警系統之研究』，成大水工試驗所，研究試驗報告第130號。
18. Auer, K. and A. Shakoor. 1993, “A Statistical Approach to Evaluate Debris Avalanche Activity in Central Virginia” , Engineering Geology, 33, pp. 305 – 321.
19. 林美聆、詹士勝，1995，『地理資訊系統應用於土石流溪流危險度判定之初步研究』，中國土木水利工刊，第七卷第四期，第475 – 486頁。

20. 何敏龍、陳榮河，1997，『細料流常現象對引發山谷型與邊坡型土石流之影響』，中國土木水利工程學刊，第 9 卷第 1 期，第 1 - 15 頁。
21. 范正成、彭光宗、張國良，1998，『土石流危險因子與臨界降雨線關係之研究』，中國農業工程學會八十七年度學術研討會，第 221-228 頁。
22. 范正成、吳明峰、彭光宗，1999，『豐丘土石流發生臨界降雨線之研究』，地工技術，第 74 期，第 39 - 46 頁。
23. 范正成、劉哲欣、林學瑞、高子劍、柳文成，2000，『土石流危險區預警之研究』，中國農業工程學會八十九年度學術研討會，第 323-329 頁。
24. 林美聆、游繁結、林炳森、范正成、王國隆，2000，『集集震後土石流二次災害危險性之評估』，地工技術，第 81 期，第 97-104 頁。
25. 謝金德，2000，『九二一地震山坡地災害及對水土保持之衝擊』，台灣水土保持，第 4-14 頁。
26. 范正成、吳明峰，2001，『一級溪流土石流危險因子及其與臨界降雨線之關係』，中華水土保持學報，第 32 卷第 3 期。
27. 范正成、劉哲欣、吳明峰，2002，『南投地區土石流發生臨界降雨線之設定及其於集集大地震後之修正』，中華水土保持學報，第 33 卷第 1 期。
28. 謝正倫、陳禮仁，1993，『土石流預警系統之研究（Ⅱ）』，行政院農業委員會，研究試驗報告第 139 號。
29. 范正成、林森榮，1996，『土石流防災與監測之研究—雨量分析、降雨預報應用於土石流預警（一）』，國科會專題研究計畫報告，計畫編號：NSC - 85 - 2621 - P - 002 - 052。

30. 范正成、姚政松，1997，『台灣東部地區土石流發生的水文及地文條件之初步研究』，國科會專題研究計畫報告，計畫編號：NSC - 86 - 2621 - P - 002 - 052。
31. 范正成、陳榮河、劉格非、張守陽、黃榮堂、連惠邦、柳文成、林學瑞，2000，『台灣地區道路橋涵系統土石流危險區觀測與預警之研究(二)』，行政院交通部研究報告，計畫編號：MOTC-STA - 89 - 013。
32. 羅俊雄、溫國樑、簡文郁、柴駿甫、鄧崇任、饒瑞鈞，2000，『考慮區域近斷層效應及均佈危險度之設計地震力需求』，內政部建築研究所專題研究計畫成果報告，第 3-1~3-5 頁。
33. 國家地震工程研究中心，2000，『921 集集大地震震災調查總結報告』。
34. 黃提源，1986，『機率與統計入門』，協進圖書有限公司。
35. 張輝煌，1990，『多變量分析及其應用』，建興出版社。
36. 黃俊英，1991，『多變量分析（第四版）』，三民書局。
37. Mitchell, J. K. 1993, "Fundamentals of Soil Behavior", John Wiley & Sons, Inc., pp. 200~208, N. Y.
38. Terzaghi, K., R. B. Peak, and G. Mesri 1996, "Soil Mechanics in Engineering Practice ", John Wiley & Sons, Inc., pp. 36~37, N. Y.
39. 張健邦，1997，『多變量分析』，三民書局。
40. Richard A. Johnson and Dean W. Wichern. 1998, "Applied multivariate statistical analysis ", Prentice-Hall, Inc.
41. 顏月珠，1999，『應用數理統計學』，三民書局。

第二部份

滲流、電導度與管湧
式土石流發生之關係

目 錄

CONTENTS

第一章 前言	1
第二章 前人研究	3
2-1 土石流之定義與發生模式	3
2-1-1 土石流之定義與特徵	3
2-1-2 土石流發生模式	7
2-2 滲流對土石流發生之影響	9
2-2-1 最高滲流線	9
2-2-1-1 解析解法	10
2-2-1-2 模型試驗法	15
2-2-2 管湧	21
2-3 模擬現地級配方法	21
2-3-1 剝除法	22
2-3-2 平行級配法	22
2-3-3 等重量替代法	24
2-4 地下水電導度之觀測	26
第三章 研究方法	27
3-1 研究流程	27
3-2 研究區域	29
3-2-1 研究區域	29
3-2-2 現地採樣工作	36
3-2-2-1 選點	36
3-2-2-2 整地	38
3-2-2-3 人工挖掘	38
3-2-2-4 明坑之體積量測	38
3-2-3 現地土壤基本性質	41
3-2-3-1 現地含水量	41
3-2-3-2 篩分析	41

3-2-3-3 其他基本性質	42
3-3 理論基礎.....	45
3-3-1 管湧流線.....	45
3-3-2 臨界管湧公式.....	51
3-4 實驗設計.....	57
3-4-1 實驗設計之原理.....	57
3-4-2 滲流槽之設計.....	57
3-4-3 電導度觀測實驗之設計.....	61
3-5 儀器及土樣配置.....	63
3-5-1 儀器之裝置.....	63
3-5-2 試樣之配置.....	69
第四章 實驗結果與討論	72
4-1 滲流實驗.....	72
4-1-1 流量分析.....	72
4-1-2 沖蝕量分析.....	75
4-1-3 實驗後之粒徑分佈.....	78
4-1-4 總水頭變化分析.....	82
4-1-5 管湧分析.....	85
4-2 電導度實驗.....	88
第五章 結論與建議	93
5-1 結論.....	93
5-2 建議.....	95
參考文獻	97

圖目錄

圖 2-1 土石流流態與各波段群粒大小以及分佈	5
圖 2-2 溪床坡度與可能發生之土石現象	5
圖 2-3 土石流流動之縱斷面圖.....	6
圖 2-4 土石流堆積物顆粒前端排列	6
圖 2-5 土石崩落之發生過程.....	8
圖 2-6 天然土石壩之三種破壞型式	9
圖 2-7 Dupuit Assumption 之矩形	10
圖 2-8 Kashef 修正 Dupuit Assumption 矩形壩.....	12
圖 2-9 梯形土壩之資料.....	14
圖 2-10 Keer 模型水槽與模型砂壩之尺寸大小.....	16
圖 2-11 Jumikis 製作之模型水槽與模型砂壩	16
圖 2-12 Tschobanoff 滲流水槽與試驗模型	17
圖 2-13 Alam Singh 之試驗水槽模型	17
圖 2-14 粗石堤防之滲流試驗.....	19
圖 2-15 林美玲、陳進發之模型試驗水槽	19
圖 2-16 沈茂松之試驗水槽與水位控制槽	20
圖 2-17 朱嘉政之試驗滲流槽.....	20
圖 2-18 以剝除法求孔隙率、強度與最大粒徑之間關係	23
圖 2-19 平行級配法示意圖.....	23
圖 2-20 等重量替代法之示意圖.....	25
圖 2-21 改良式等重量替代法之示意圖	25
圖 3-1 研究流程圖.....	28
圖 3-2 南投縣示意圖.....	31

圖 3-3 南投縣 信義鄉豐丘野溪示意圖	32
圖 3-4 研究區內主要斷層圖(中央地質調查所).....	33
圖 3-5 台灣地質分區圖(中央地質調查所).....	34
圖 3-6 南投地區地質分佈圖(中央地質調查所).....	35
圖 3-7 土石流堆積部與源頭部粒徑分布圖	37
圖 3-8 豐丘野溪之地貌.....	37
圖 3-9 整地進行中.....	39
圖 3-10 挖深工作進行中.....	39
圖 3-11 過篩進行中.....	40
圖 3-12 將礫石上細粒料刷下.....	40
圖 3-13 工作坑體積之量測.....	40
圖 3-14 現地粒徑分佈曲線.....	44
圖 3-15 大型直剪試驗.....	44
圖 3-16 微量元素塊分析圖.....	48
圖 3-17 矩形壩管湧分析.....	48
圖 3-18 方體元素在 x 方向運動之受力情形	48
圖 3-19 方體元素在 z 方向運動之受力情形.....	51
圖 3-20 滲流線、滲流水壓與滲流高程之關係圖	54
圖 3-21 滲流槽示意圖.....	62
圖 3-22 實驗水槽.....	65
圖 3-23 開口端之土壤盛箱.....	65
圖 3-24 陶瓷介質水壓計.....	67
圖 3-25 EC Sensor 及導水開關.....	67
圖 3-26 Data Logger 與兩組 EC Sensor	68
圖 3-27 實驗示意圖.....	68

圖 4-10(b) 坡度 45 度水力梯度 0.3 時之電導度結果.....	89
圖 4-10(c) 坡度 45 度水力梯度 0.45 時之電導度結果.....	89
圖 4-10(d) 坡度 45 度水力梯度 0.6 時之電導度結果.....	90
圖 4-11(a) 坡度 60 度水力梯度 0.2 時之電導度結果.....	90
圖 4-11(b) 坡度 60 度水力梯度 0.3 時之電導度結果.....	90
圖 4-11(c) 坡度 60 度水力梯度 0.45 時之電導度結果.....	91
圖 4-11(d) 坡度 60 度水力梯度 0.6 時之電導度結果.....	91
圖 4-12(a) 坡度 75 度水力梯度 0.2 時之電導度結果.....	91
圖 4-12(b) 坡度 75 度水力梯度 0.3 時之電導度結果.....	92
圖 4-12(c) 坡度 75 度水力梯度 0.45 時之電導度結果.....	92
圖 4-12(d) 坡度 75 度水力梯度 0.6 時之電導度結果.....	92

圖 3-28 等重量替代法結果.....	70
圖 3-29 分五層夯實.....	71
圖 3-30 滲流槽上視圖.....	71
圖 4-1 水力梯度與開始發生滲流時間關係	73
圖 4-2(a) 45 度各水力梯度之平均流量	74
圖 4-2(b) 60 度各水力梯度之平均流量.....	74
圖 4-2(c) 75 度各水力梯度之平均流量	74
圖 4-3(a) 45 度各水力梯度之單位時間沖蝕量	76
圖 4-3(b) 60 度各水力梯度之單位時間沖蝕量.....	76
圖 4-3(c) 75 度各水力梯度之單位時間沖蝕量	76
圖 4-4(a) 45 度水力梯度與單位時間沖蝕量之關係.....	77
圖 4-4(b) 60 度水力梯度與單位時間沖蝕量之關係.....	77
圖 4-4(c) 75 度水力梯度與單位時間沖蝕量之關係.....	77
圖 4-5(a) 45 度各水力梯度實驗後之粒徑分佈	80
圖 4-5(b) 60 度各水力梯度實驗後之粒徑分佈	80
圖 4-5(c) 75 度各水力梯度實驗後之粒徑分佈	80
圖 4-6(a) 坡度 75 度水力梯度 0.6 實驗後破壞情形	81
圖 4-6(b) 坡度 60 度水力梯度 0.6 實驗後破壞情形.....	81
圖 4-7(a) 坡度 45 度水力梯度 0.2 之最高滲流曲線.....	83
圖 4-7(b) 坡度 45 度水力梯度 0.3 之最高滲流曲線.....	83
圖 4-8(a) 坡度 60 度水力梯度 0.2 之最高滲流曲線.....	83
圖 4-8(b) 坡度 60 度水力梯度 0.3 之最高滲流曲線.....	84
圖 4-9(a) 坡度 75 度水力梯度 0.2 之最高滲流曲線.....	84
圖 4-9(b) 坡度 75 度水力梯度 0.3 之最高滲流曲線.....	84
圖 4-10(a) 坡度 45 度水力梯度 0.2 時之電導度結果.....	89

表目錄

表 3-1 現地之採樣數據.....	43
表 3-2 其他基本性質數據.....	43
表 3-3 配置土樣及配水重量數據	70
表 4-1 計算出之滲透性係數 K.....	73
表 4-2 沖蝕前後各粒徑重量分佈（坡度 45 度）	78
表 4-2 沖蝕前後各粒徑重量分佈（坡度 60 度）(續).....	79
表 4-2 沖蝕前後各粒徑重量分佈（坡度 75 度）(續).....	79
表 4-3 管湧公式所用之參數.....	87

第一章 前言

土石流(Debris Flow)之發生與台灣本身之特殊水文及地文條件有著密不可分的關係，並且由於人為不當地開發，加上地質、地形與氣候條件不良，每遇颱風、豪雨來臨時常造成山區大規模邊坡災害發生。本省山區之邊坡災害中，土石流為主要重大災害之一；依據以往之研究調查結果顯示，此類災害有逐年加劇的趨勢，且都分別造成重大損失與傷亡。

以民國 85 年 7 月 31 日賀伯(Herb)颱風為例，期間帶來狂風豪雨，造成全省災害；其中，南投縣陳有蘭流域促發多處的山崩及土石流，造成 27 人死亡及重大的財產損失。民國 88 年 9 月 21 日發生南投集集大地震，劇烈地震之震動使得原本土石流發生潛勢已高的南投地區，土石堆積層鬆動，邊坡土體內孔隙增大，發生土石流災害的機率更為增加。

為了對於土石流災害能有更進一步的防治，在前人許多研究中，有從降雨、土壤力學、流體力學塑性流體、地聲、電磁波、地下水水位等等多方角度進行研究分析土石流發生之成因，由此，土石流的研究方法是包括各種領域的，非一人一力可以完成的。

國內研究中，對於崩塌型的土石流研究少有討論，因此對於其力學機制影響，並未有一個適當的結論，所以有其必要對於發生之原因進行討論及研究。我們知道，在大量降雨後，土體表層會產生大量沖蝕，這是誘發土石流的一項因子；但是，對於堆積土體因為水力梯度提高，土體本身會因達到飽和產生土壤顆粒的流失，進而使得土體的剪力強度降低，造成土體結構的不穩定，最後產生全面性的崩潰；因

此，針對此一特性，必須研究水力梯度對土體之影響。另外，在邊坡之堆積土石材料發生滲流時，其穩定安全係數 $FS = \frac{i_c}{i}$ ，若是臨界水力梯度採用公式 $i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$ ，則會高估臨界水力梯度，對安全係數評估過高。所以希望藉由一般土壩崩潰的模式，來找出臨界水力梯度，並且希望未來對於土石流之防治能夠將這些因子量化。

另一方面，本研究也很關心地下水水質中的電導度值 (Electrical Conductivity) 是否會對土石流長期觀測有幫助，根據前人研究指出，當有地滑災害發生時，該區域之深層地下水會有上升的趨勢，使得 EC 值上升；故本研究也針對這一方面做詳加之探討。

本篇研究主要分為五個章節；接下來之第二章為回顧前人相關研究，包括了土石流之定義與特徵、發生模式、滲流對土石流發生之影響等等；第三章為研究方法，說明整個研究流程、區域、理論基礎、實驗之設計以及儀器、土樣之配置；而第四章將針對實驗之結果進行討論與分析，並與理論作一驗證；最後，在第五章做出本研究之結論與建議。

第二章 前人研究

2-1 土石流之定義與發生模式

2-1-1 土石流之定義與特徵

土石流(Debris flow)乃是土石與水混合一體，具備高流動性，沿坡地或溪床向下快速移動之土砂災害。地質與地形為影響發生之基本因素，豪雨與足夠之土砂來源則為促成土石流發生之最大誘因。整體而言，土石流是泥、砂、礫及巨石等固態物質與雨水之混合物，受重力作用後所產生之流動現象。

關於土石流發生之定義與特徵，請參考何敏龍(1997)[7]，有詳盡之介紹，茲節錄國內外專家學者 Varnes (1958)、Takahashi (1977)、中筋氏(1977)、小橋澄治(1979)、土屋昭彥(1980)、武居有恆(1980)、張石角(1983)、Johnson (1984)、山口伊佐夫(1985)、謝正倫(1998)等等；分述如下列數點：

- a. 高含水量，常發生在陡坡上，流速快，通常沿溪谷沖下並遺留鋸齒狀或 V 型沖刷痕跡。土石流是含高比例的粗質碎屑，經常在異常降雨或突然解凍土壤所造成之逕流下所發生。
- b. 土石流一旦開始移動，常沿著原來水路挾帶高濃度之土石向下運送，沿途各種土石堆積物或樹木灌叢均被捲進，助長流勢沖瀉而下。此種高密度流體約含有 60 % ~ 70 % 重的固體，所經之處會形成沖刷溝，而一些粗礫石會堆積成一堆積堤，待更大急流造成二次土石流。
- c. 典型土石流主體是以一定之速度沿溪溝(channel)流下，其流

態與各波段粒群大小如圖 2-1 所示。

- d. 堆積土體處於陡坡時，因含水量高，產生部分液化、流動，常沿溪谷往坡趾崩移。破壞區幾何形狀為長且窄，且在發生之坡頂處留下鋸齒狀或 V 型溝槽。土石滑動轉換至土石崩塌之發生，是由於堆積土石之凝聚力下降、含水量升高及坡度之變陡。
- e. 土石流發生的過程包括發生部、流動部及堆積部。土石流之發生區大都在 $15^{\circ} \sim 22^{\circ}$ 之間，流動區大都在 $6^{\circ} \sim 15^{\circ}$ 之間，當坡度小於 6° 以下則為土石流之堆積區。坡度若是大於 40° ，其溪床之堆積物則多是以崩落的型式落入溪床，可歸納於土石崩落區。其土石流之發生、流動、堆積型態與溪床坡度的關係如圖 2-2 所示。
- f. 土石流之組成是由礫石與泥水混合而成，其粒徑分佈非常不均勻，其前端部分常有巨大礫石集中的現象，若是觀察其流動時的橫斷面形狀，前端部分大都呈現中央隆起，在後續部分則是呈現中央凹下；當前端部分受阻力而停止時，後續部分常因慣性而壅高，隨著壓力的增加，使得前方堆積物再度流動，因此土石流常常表現出間歇性流動，如圖 2-3 所示。
- g. 土石流沿著陡峻的溪床往下游移動，其速度非常快速，當流出下游開闊谷口時，因為速度減慢，常會形成扇形的沖積扇堆積，如圖 2-4(a)、2-4(b)所示。土石流堆積區前端部分礫石呈規則性排列，縱斷面上之礫石長軸方向與流動方向大約夾 45° 夾角，如圖 2-4(c)所示。

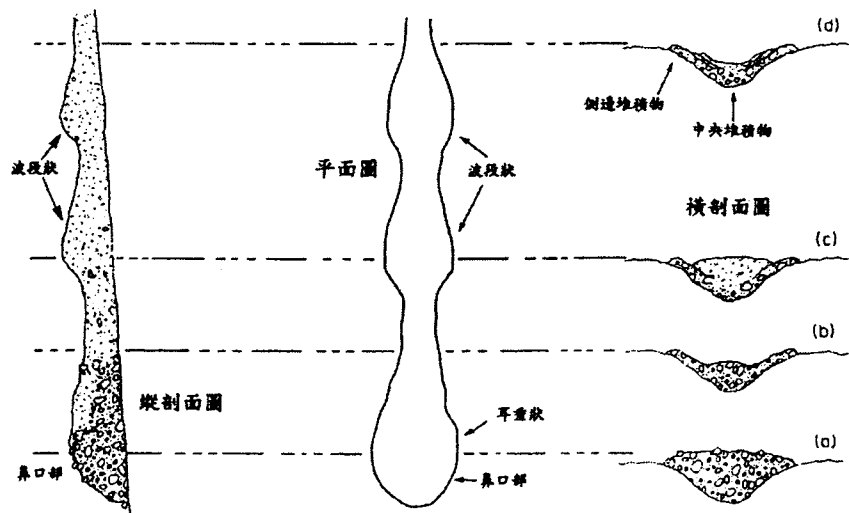


圖 2-1 土石流流態與各波段群粒大小以及分佈(Johnson, 1984)[33]

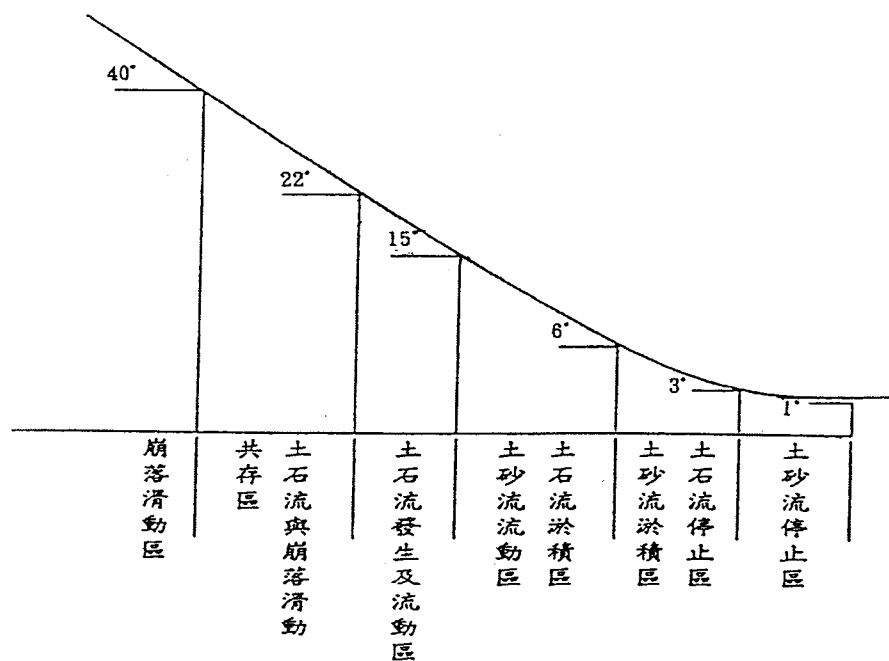


圖 2-2 溪床坡度與可能發生之土石現象(謝正倫、施邦築, 1998[27])

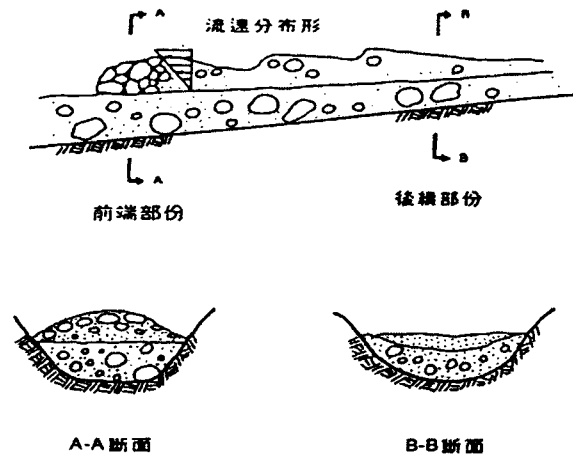


圖 2-3 土石流流動之縱斷面圖[24]

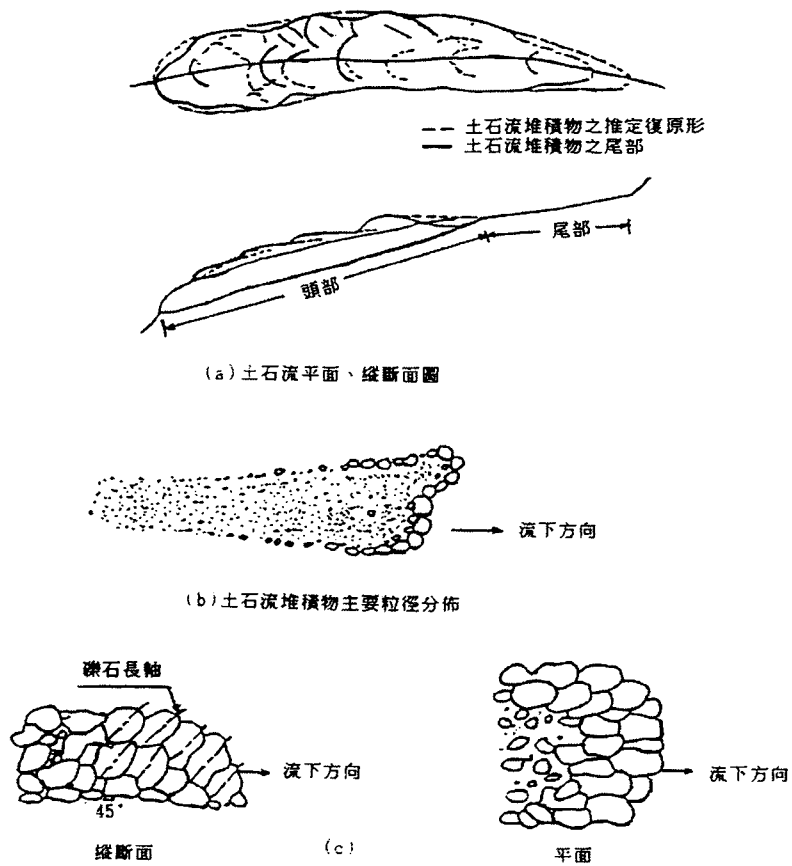


圖 2-4 土石流堆積物顆粒前端排列(游繁結, 1990[22])

2-1-2 土石流發生模式

關於土石流發生模式，列舉前人研究如下；分別就土壤液化、滲流侵蝕等等方面做一個介紹。

Well (1987) [摘自 7] 認為邊坡上小溪流的形成與流路之發展，其侵蝕作用為造成土石流發生的主要原因之一。尤其邊坡經過火災燃燒後之有機物質滲入堆積層中，而形成不透水層。當豪雨來臨，雨水入滲後遭遇不透水層，使土體中之孔隙水壓上升，造成邊界處土壤液化使土體因不穩定向下坡崩動，使侵蝕擴大，有引發大型土石流之可能性。

Baldwin II (1987) [摘自 7] 將土石流破壞、運動過程劃分為五個階段，如圖 2-5 所示。

- a. 發生階段，土體沿破壞面滑動，而沿已存在之張力裂縫產生分離作用，如圖 2-5(a)；
- b. 發生部之土壤發生攪動行為，使強度迅速降低，初始流動開始，如圖 2-5(b)所示；
- c. 液化發生，土體向下坡流動，如圖 2-5(c)；
- d. 流動漸進加速(主流槽內)，流動範圍內之草木皆被剝除，如圖 2-5(d)；
- e. 堆積期，如圖 2-5(e)。

高橋保, Tamotsu Takahashi (1991)[41]以天然土石壩之破壞來說明三種土石流發生之不同型態，如圖 2-6 所示。圖 2-6(a)，壩體本身滲透性低，高強度，蓄水位高使溢流量大且溢流速度快於滲流速度。溢流之侵蝕作用將帶走壩頂處之土石材料，若坡度夠陡則終將導致土

石流之發生。圖 2-6(b)，壩體具有較高之滲透性且強度低於圖 2-6(a) 情況，壩後水位如上升與水之滲流同時進行，當達到臨界水位時，壩體突然滑動。由於滑動之土體未完全飽和，而堆積在波趾，尚未形成土石流，但受潰壩後，大量水之釋放的沖擊，將形成大型土石流。圖 2-6(c)，壩體之滲透性非常高，使滲流遠達壩之下游面，造成壩趾處土體軟弱而破壞，破壞一直沿壩頂方向發展，若破壞延伸至潰壩發生瞬時釋放的蓄水將引發土石流。

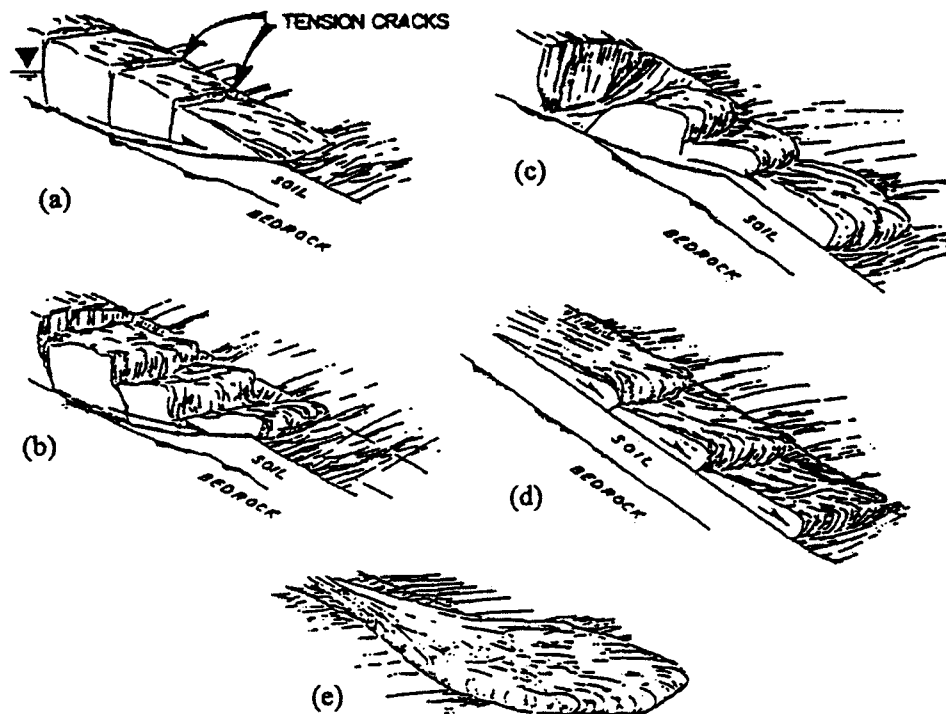


圖 2-5 土石崩落之發生過程(Baldwin II, 1987)

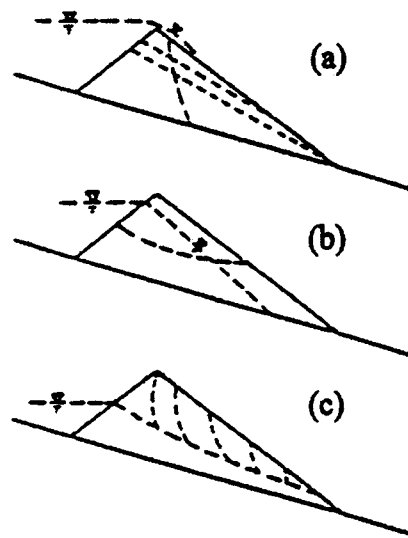


圖 2-6 天然土石壩之三種破壞型式(高橋保 Takahashi, 1991)

2-2 滲流對土石流發生之影響

土石流發生機制中，較少討論到滲流對於土石流發生的影響，依照 Takahashi (1991)所用天然土石壩崩潰來說明三種不同土石流發生型態，其中一種便是討論到當壩體的滲透性高並且強度較低的時候，隨著壩後水位的升高，便在壩體裡產生滲流的現象，隨著滲流現象的發生，土體之細顆粒便會被滲流所帶走，造成土體的不穩定，產生管湧(piping)的現象。首先，會產生局部性的破壞，隨著破壞越來越大，發生全面性崩潰，土石流因此而發生。

現就前人對於滲流所造成管湧破壞之研究，做一討論。

2-2-1 最高滲流線(Line of Seepage)

一般來說滲流之分析大都是在針對土壩做一穩定分析，要做土壩之穩定分析，穩態滲流(Steady state Seepage)，則為水壩運作中最重要

的一個環節，因為土壩之滲流影響到土壩上下游的邊坡穩定，求出最高滲流線(Line of Seepage, LOS)，為討論管湧破壞的重要機制。而求最高滲流線的方法有很多，包括有嚴密解析法(Rigorous Analytical Solution)、近似法(Approximate Solution)、數值分析法(Numerical Analytical Method)、模型試驗法(Modeling Test Method)、和其他包括有分段法(Fragment Method)、鬆弛技術(Relaxation Technique)等等。下列就解析解法與模型法進行討論。

2-2-1-1 解析解法

對於最高滲流線的求法有 Dupuit 的矩形壩理論解，其圖形如圖 2-7 所示。其假設為（引自 Kashef(1987)[35]）：

- a. 最高滲流線各點之垂直線上，其水力坡降 $i = \text{定值}$ 。
- b. 在最高滲流線上之水力坡降 $i = \frac{dy}{dx}$ 。

當 $x = 0$ ， $y = 0$ 時，便可以得到最高滲流線方程式

$$q = -\frac{ky^2}{2x}$$

$$\Rightarrow x = -\frac{ky^2}{2q} \quad (2-1)$$

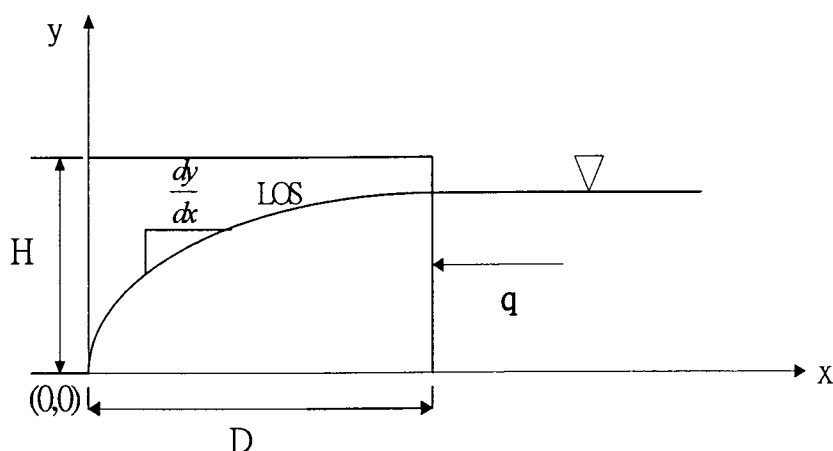


圖 2-7 Dupuit Assumption 之矩形

Kashef 在 1965 時，針對矩形壩滲流線不一定從座標的原點流出之觀點，提出以總水頭、壓力水頭等能量面積的觀點來修正矩形壩的最高滲流線，如圖 2-8 所示之矩形壩。

$$\text{總水頭面積 } A_t = D_x \cdot D_x - \frac{2}{3}[(D_x - h_{bx})D_x] = \frac{1}{3}D_x^2 + \frac{2}{3}h_{bx} \cdot D_x \quad (2-2)$$

$$\text{位置水頭面積 } A_D = \frac{1}{2}D_x \cdot D_x = \frac{1}{2}D_x^2 \quad (2-3)$$

$$\text{壓力水頭面積 } A_p = A_t - A_D = \frac{2}{3}h_{bx} \cdot D_x - \frac{1}{6}D_x^2 \quad (2-4)$$

$$\text{Kashef(1965)提出 } A_p = P_x = \frac{2}{3}h_{bx} \cdot D_x - \frac{1}{6}D_x^2 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \cdot \sin^2 \delta\right) \quad (2-5)$$

$$h_{x,y} = h_{bx} + \frac{(D_x - h_{bx})}{D_x^2} \cdot y^2 \quad (2-6)$$

其中 D_x 為距離上游入滲面 x 距離之最高滲流線之總壓力水頭。
在滲流線上任一點的切線斜率為水力坡降，如圖 2-8(a)。

$$i_g = \frac{dh}{ds} = \sin \delta \quad (2-7)$$

$$i_{gx} = i_g \cdot \cos \delta = \sin \delta \cdot \cos \delta \quad (2-8)$$

$$i_{gy} = i_g \cdot \sin \delta = \sin^2 \delta \quad (2-9)$$

在 Dupuit Assumption 省略了最高滲流線上各點的垂直速度分量，並且假設在任一斷面只有水平均勻流動，因此其總水頭圖在任一斷面皆為均勻的，而且水在任一垂直斷面只有水平流動。所以除非最高滲流線的垂直變位很小，否則 Dupuit Assumption 無法使用，也就是說 Dupuit Assumption 只適用在水力梯度很小，滲流量很小的情況之下。其實一般在求解 Dupuit Assumption 時之最大的爭議點為滲出面 D_d 的值，不符合原先 Dupuit Assumption 之理論。

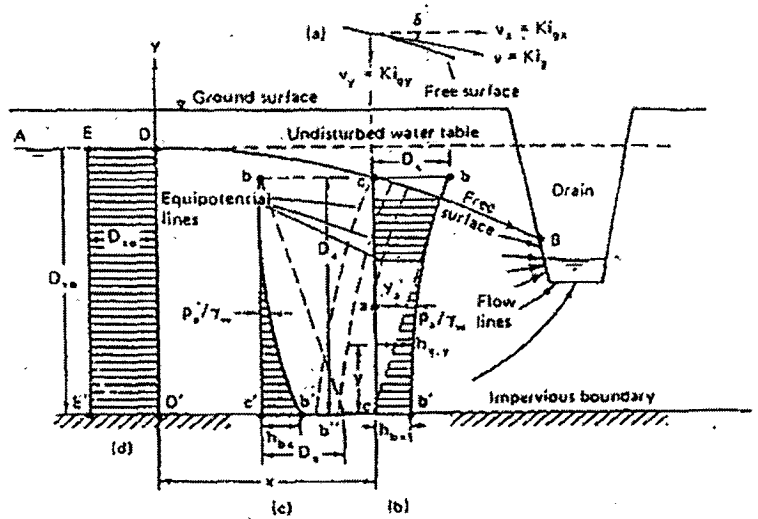


圖 2-8 Kashef 修正 Dupuit Assumption 矩形壩，考慮滲流線的總水頭、壓力水頭的分佈。(a)速度分量、(b)x 距離 cc'斷面的總水頭分佈圖、(c)x 距離 cc'斷面壓力水頭分佈圖、(d)x = 0，在 DD'斷面總水頭分佈(Kashef, 1987)

滲出面 D_d ，由 Polubarinova-kochina(1962)[43]提出：

$$D_d = \sqrt{0.55} \frac{q}{k} = 0.742 \frac{q}{k} \quad (2-10)$$

而 Kashef 以壓力水頭面積求得矩形壩最高滲流線之方程式為：

$$\frac{D_x}{h_u} \cong \sqrt{1 - \frac{x}{B} \left(1 - \frac{2q}{7.27k \cdot B} \right)} = \sqrt{1 - \frac{x}{B} \left(1 - \frac{0.38q}{k \cdot B} \right)} \quad (2-11)$$

在近年來土壩滲流的解法，如 Para'、Verma、Loiselle 與 Pinzriu(1984)[42]，利用 2-D FEM(Finite Element Method)程式所分析得到土壩內水壓值，配合土壩內所埋設的水壓計觀察實際值，擴充等勢能線，兩者對照，再進行土壩穩定度分析。

沈茂松(1994)[6]，針對梯形壩不同情況以不同的方式求得滲流體積；其中包括有：以能量法求得最高滲流線所包含的滲流體積如圖 2-9 所示。將上游水位之位能與下游水位衍生之動能和總能量之變化假設等於水流經壩體中能量損失，依此推求滲流流經土壩所包含之滲流體積。其滲流體積求得結果如下：

$$V_0 = \frac{g \cdot \gamma_w \cdot h^3 \cdot \tan \alpha}{6H^3 \cdot \tan^2 \beta \cdot q^2 \cdot \omega \cdot \gamma_d} \quad (2-12)$$

其中

- V_0 : 滲流體積
- g : 重力加速度
- γ_w : 流入壩體內水之單位重
- h : 出水高度(及尾水高)
- H : 上游水位
- q : 土壩內單位寬度單位時間滲流量
- ω : 土壩內飽和含水量
- γ_d : 土壩滲流區內乾土重
- α : 土壩上游之傾角
- β : 土壩下游之傾角

此公式之優點為可以忽略土壩本身是否為均質，是否為均向；不用求出垂直滲流滲透性係數(k_v)與水平滲流滲透性係數(k_h)，由壩體滲流區之飽和含水量 ω 與乾土單位重 γ_d 即可以得到土壩所包含的滲流體積 V_0 。

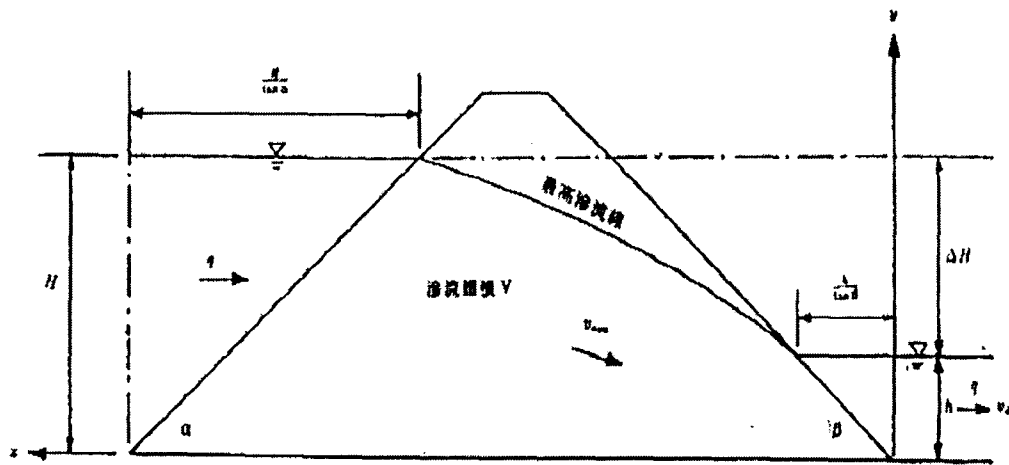


圖 2-9 梯形土壩之資料(沈茂松,1994)

另外，沈茂松(1994)又以變係數同焦距拋物線(Variable Coefficient Confocal Parabola)求最高滲流線，為修正 Kozeny(1931)[37]同焦距拋物線之解。修正方法為將 Kozeny 同焦距拋物線方程式增加變數 a 、 b 。可得其修正拋物線方程式如下：

$$x = \frac{y^2 - y_a^2}{b \cdot y_a} - \frac{a \cdot (L - x) \cdot y}{L} \quad (2-13)$$

其中 a 、 b ：為變係數同焦距拋物線之係數

x 、 y ：為卡式座標

L ：上游最高入滲點到變係數拋物線焦點的距離

y_a ：為變係數同焦距拋物線焦點到準線的距離

其優點為可以改變變數真正預測出水點的高度，並且適用於均質非均向性土壩。

2-2-1-2 模型試驗法

除了解析解法，接著再就以下前人研究來討論模型試驗法。

Kerr(1959)[36]進行均質土壩內之毛細現象作用研究，所利用之試驗模型如圖 2-10 所示，其壩高 28cm，壩底長 108cm，壩寬 35 cm，壩頂長 10 cm，其結論為毛細作用區之滲流量可達到自由水面下方飽和滲流區之滲流量的四倍。但是若滲流之上游水位愈小時，則毛細現象則可以忽略。沈茂松(1994)經過實驗驗證 Keer 模型試驗之壩體太小，以至於毛細現象之虹吸水量大於土壩滲流量的四倍。

Jumikis(1962)[34]製作模型觀察土壩侵蝕，並利用實測之滲流量反推土壩之透水係數。模型尺寸為 188cm × 15cm × 61cm 如圖 2-11 所示。Jumikis 指出：模型的毛細現象使得自由水面無法顯示，因此加入螢光劑觀察，但還是無法得到正確的自由水面。

Tschebotarioff(1973)[44]之模型試驗水槽如圖 2-12 所示，其尺寸為 150cm × 20cm × 60cm。以模型側壁玻璃管量測砂壩內之水位線，將水位線連成等勢能線。

Alam Singh(1975)[28]製作之試驗水槽如圖 2-13 所示，其尺寸為 120cm × 60cm × 15cm。試驗使用白色粗砂進行，其目的在於使毛細作用減到最小，這樣較容易量測到滲流量。在試驗時由上游加入染色劑以求流線，並插入模型內的水壓計(玻璃管)以求得壓力水頭。

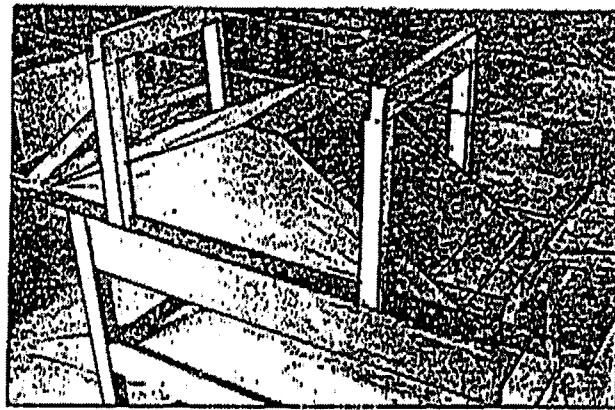
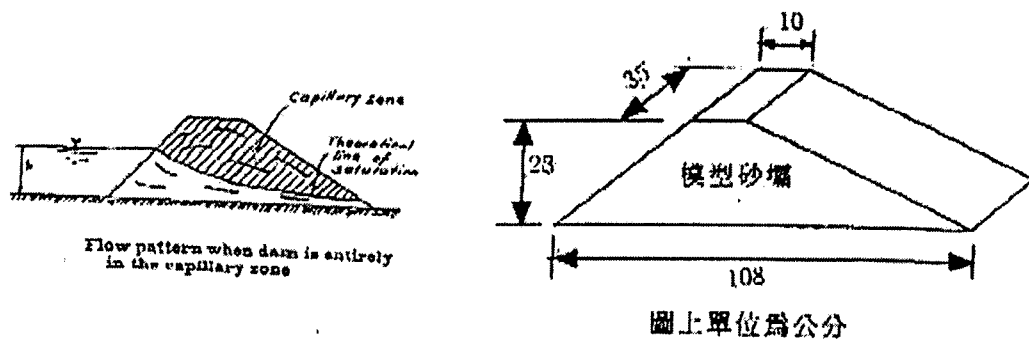


圖 2-10 Keer 模型水槽與模型砂壩之尺寸大小(Keer, 1959)

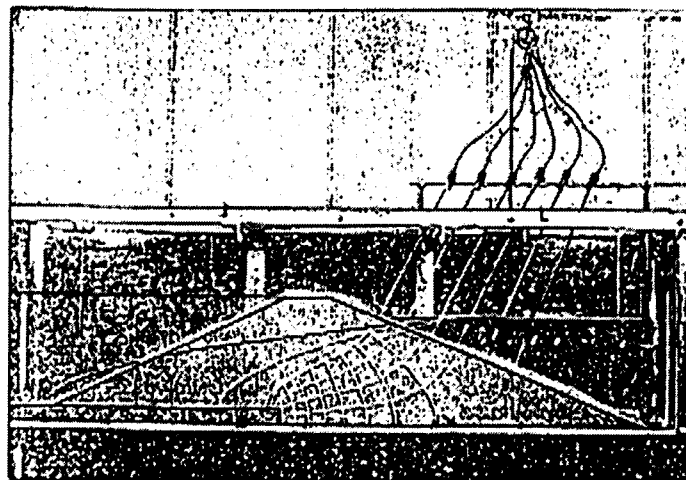


圖 2-11 Jumikis 製作之模型水槽與模型砂壩(Jumikis, 1962)

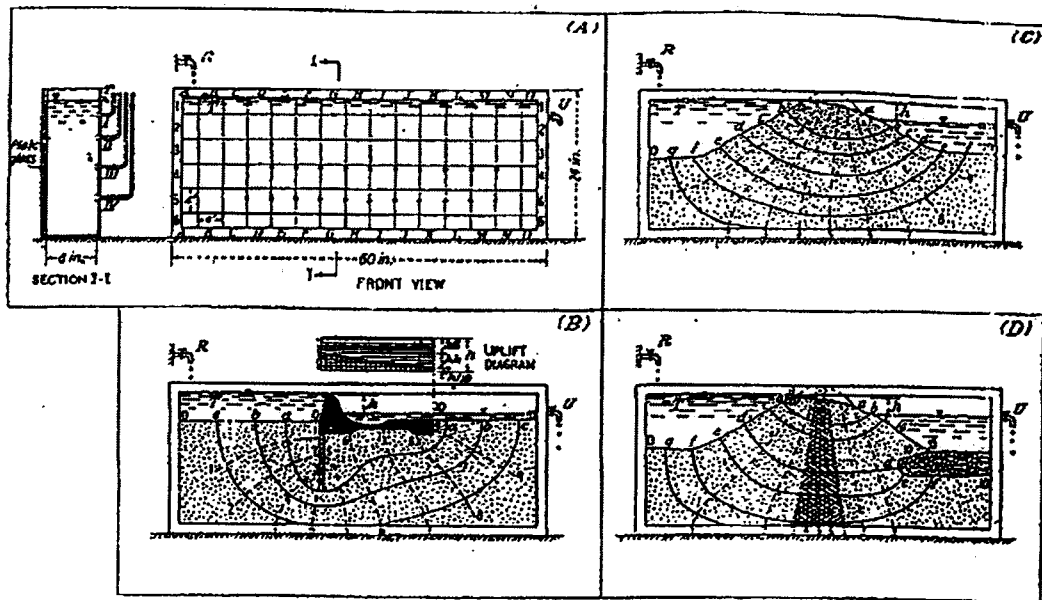


圖 2-12 Tschebotarioff 滲流水槽與試驗模型(Tschebotarioff,1973)

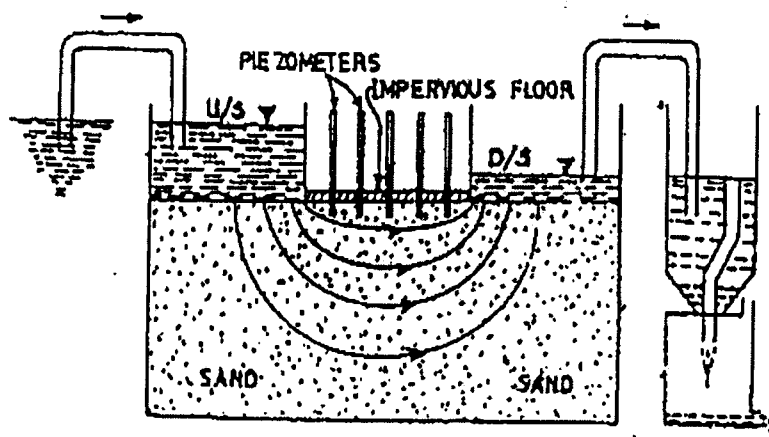


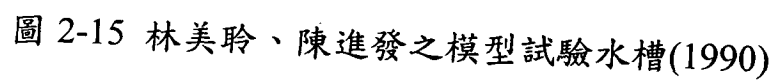
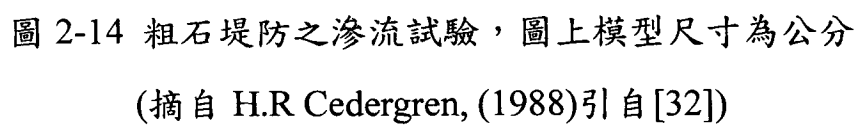
圖 2-13 Alam Singh 之試驗水槽模型(Aiam Singh,1975)

Jain、Holly、and Lee (1988)[32] 利用多孔堤防作為發電廠冷卻池之冷卻水通路，全比例尺度進行模型試驗，如圖 2-14 所示，因為粗石堤防沒有毛細作用，所以可以利用壩底的玻璃管直接量測到水位的大小。玻璃管的水位，是以游標卡尺量測，精度可以到 0.33mm。但是最高滲流線之精度仍然無法被驗證，原因是粗石堤防內之滲流不是層流，也不是亂流。

林美聆、陳進發(1990)[20]研究洩降下土壩滲流之縮小模型，所使用的水槽模型如圖 2-15 所示，其模型尺寸為 250cm × 50cm × 55cm，試驗砂壩底長 200 cm、寬 50 cm、高 36 cm，其量測水壓力也是利用連通管原理。

沈茂松(1994)研究土壩之最高滲流線，驗證變係數同焦距拋物線觀念與驗證管湧公式的正確性，並製作模型證明。如圖 2-16 所示，模型尺寸為 300cm × 88.5cm × 88.5cm。利用染劑求出最高滲流線，並且利用薄鋼管插入模型壩中以電表及探測針得到壩底各點之壓力水頭，並且假設最高滲流線與同焦距拋物線平行，反求模型壩的最高滲流線。

范正成、朱嘉政(2001)[5]以南投縣為主要研究區域，選取土石流發生頻繁的豐丘野溪及神木村出水溪上游萬年神木附近的土壤為樣本。經過實驗室之滲流箱試驗（其尺寸為 100cm × 30cm × 30cm，如圖 2-17）後，得到臨界水力梯度、最高滲流線，以及計算出臨界管湧公式，其結果發現豐丘與神木土樣之臨界水力梯度皆為 0.288，而豐丘及神木之臨界滲流角分別約為 35 及 37 度。



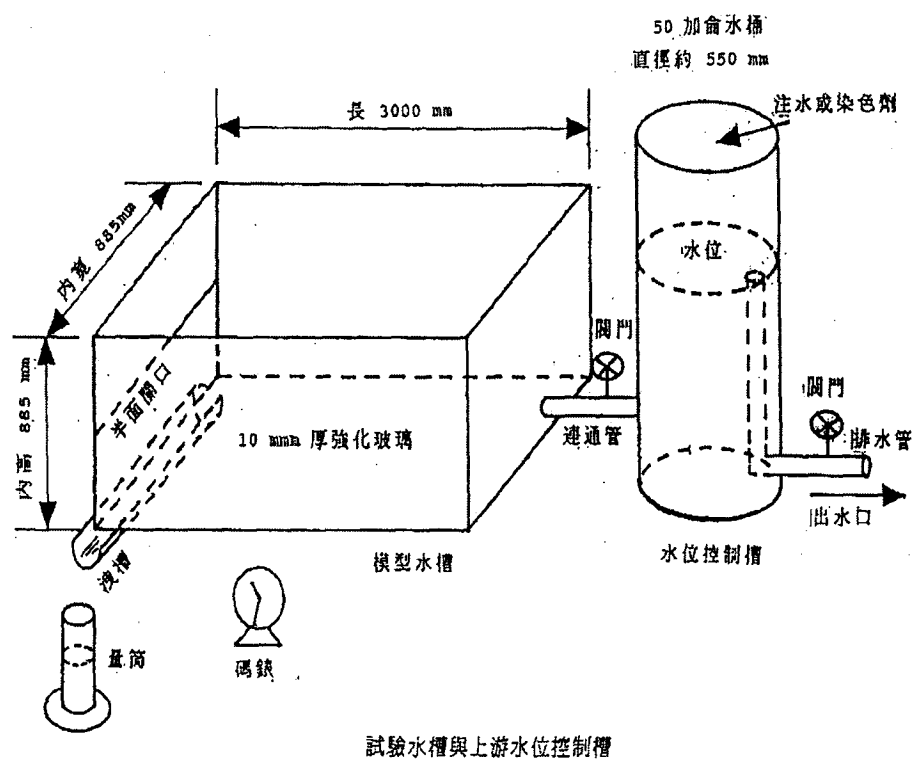


圖 2-16 沈茂松之試驗水槽與水位控制槽(沈茂松, 1994)

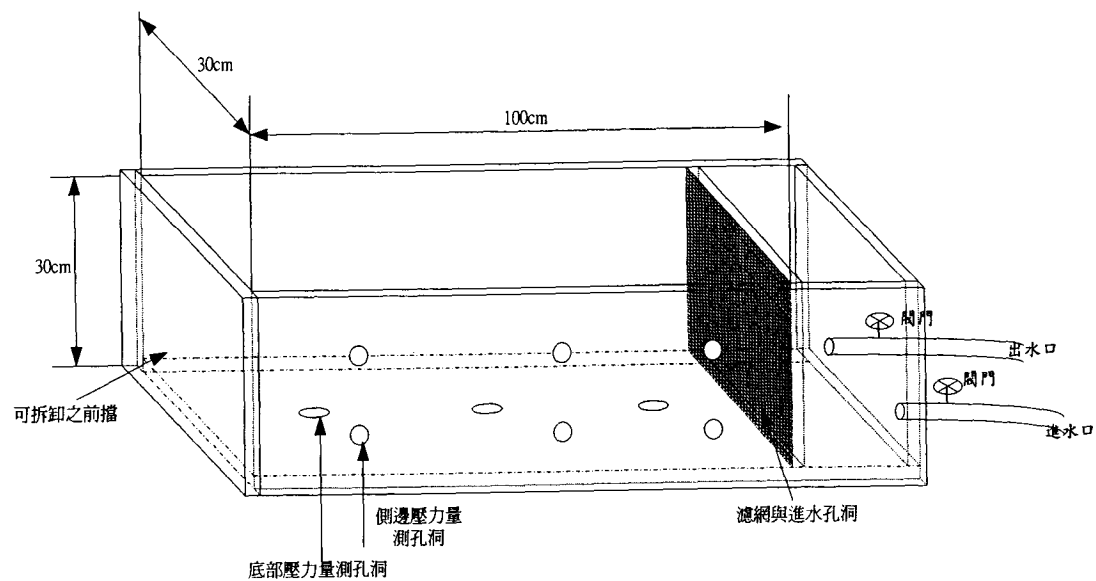


圖 2-17 朱嘉政之試驗滲流槽(范正成、朱嘉政, 2001)

2-2-2 管湧

一般在分析管湧(piping)時，大多數分析之方向為土體向上隆起產生破壞，如 Lefebvre 等人(1981)[38]。但是對於因為滲流所造成的管湧破壞，則大多為水平方向與一般所分析的垂直方向並不一樣。所以若是用臨界水力梯度來決定安全係數 $FS = \frac{i_c}{i}$ ，則會發生高估的情況。其中 i_c 為臨界水力梯度，一般的求法為 $i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$ 。對於水平管湧有較多研究的大都是針對水工結構物而言，若是在水工結構物內部與基礎產生侵蝕(internal erosion)稱為管湧，若是在水工結構物外部則稱為溝蝕(external erosion)或邊坡不穩定。

2-3 模擬現地級配方法

就現地土石材料而言，我們在做實驗的時候所採樣的地點為原狀土，並將現地土石搬回實驗室。在現場的採樣經驗，巨大的礫石非常多，而且這些常常成為發生土石流時，破壞的主因，但是我們在進行室內實驗時必須考慮實驗室與現地之間尺寸的差距，當然若是能夠做全尺度的實驗是最好，但是對於實驗的經費及時間而言是不允許的，而且我們也不能將現場巨大的礫石搬回實驗室裡進行實驗，所以我們在從事室內實驗時除了必須將實驗室裡的控制條件控制與現地相同之外，更須使現地與實驗室之間使其差距達到最小，所以我們必須使用一些方式來進行室內實驗，其中縮小級配的方式，為一般的研究學者所採用，用以適當地模擬現地的情形。綜合一般專家學者對於縮小級配的方式有下列三種。

2-3-1 剝除法

Zeller 與 Wullimann(1957)[45]為了估計瑞士 Goschenenalp 壩殼之剪力強度，配合實驗儀器與試體要求之限制，將所需最大粒徑以上之顆粒剝除，而後在不同之最大粒徑與孔隙率下進行一系列之三軸試驗，最後將孔隙率、強度與最大粒徑繪成關係圖，如圖 2-18 所示。在已經知道現地最大粒徑與孔隙率，即可經由外差的方式推得現地強度。

劉啟鋒(1990)[26]以撥除法進行大型直剪試驗保持與現地相同之乾密度及含水量，剪力槽之間距與試體之最大顆粒粒徑相同。由試驗結果可以得知，對於粗粒料（大於#4）而言，其摩擦角隨著最大粒徑之增加而增加；對於細粒料（小於#4）而言，並無明顯的關係存在。

2-3-2 平行級配法

此法又稱為粒徑縮尺法，為 Lowe(1964)[39]為台灣設計石門水庫時所提出的方法。當時水庫壩殼所選用的材料最大粒徑為 12 英吋，為了進行室內試驗，乃將現場的材料一律縮小 1/8。簡單的來說，就是將現場材料的粒徑分佈在粒徑分佈圖上做平行移動，如圖 2-19 所示。使用此種方法的理由是基於「試體與現地材料之間若只是顆粒大小的不同，其剪力性質應相似」的觀念。此法最大的優點為可以得到與現地級配完全相似（均勻係數 C_u 、曲率係數 C_d ），但是此法有一缺點，便是細粒料也會因而提高，我們知道粒狀土壤與黏性土壤之工程性質並不一樣，而且因為細粒料的增加，而會使得試體的準備變得更加繁複。

曲先慎(1986)[2]曾經對林口台地之紅土礫石進行研究，採用平行級配法作為室內材料模擬之方式，進行三軸壓密不排水試驗。

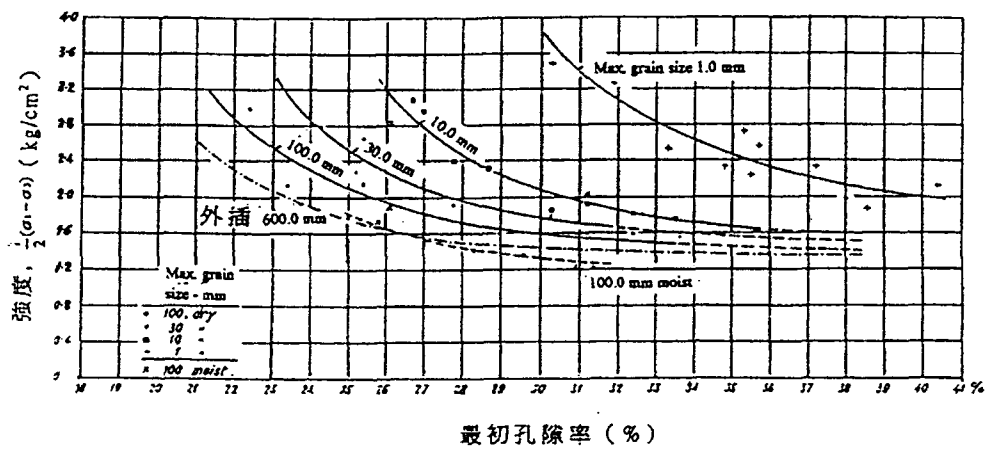


圖 2-18 以剝除法求孔隙率、強度與最大粒徑之間關係

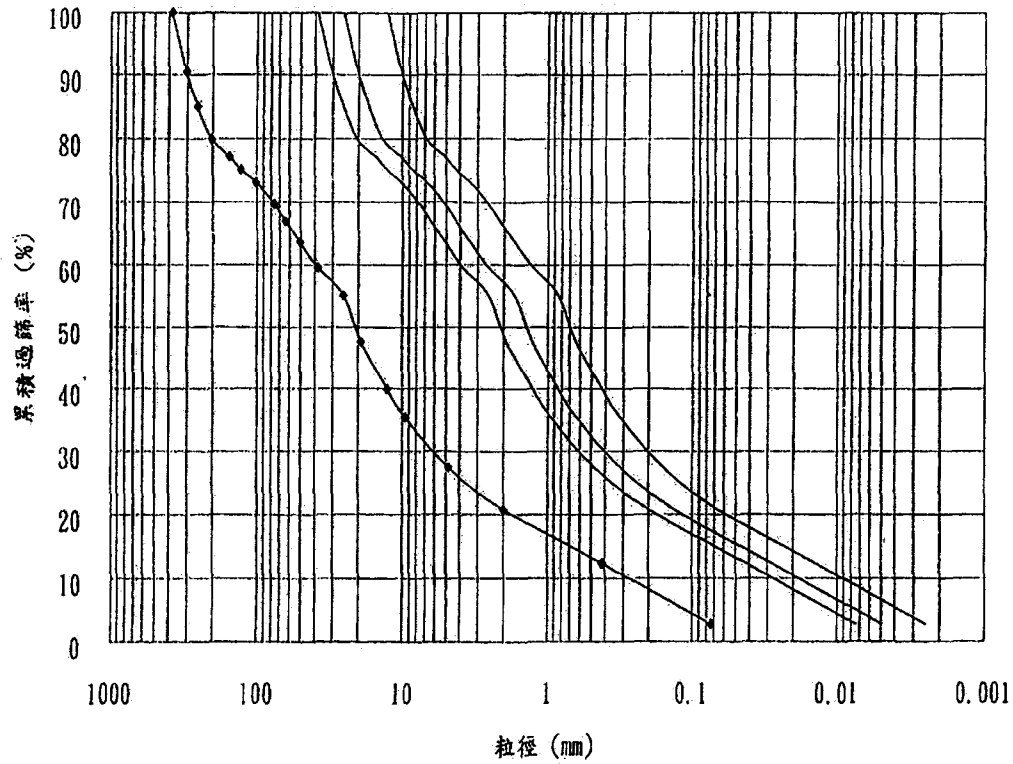


圖 2-19 平行級配法示意圖

林信安(1997)[11]為了討論礦區邊坡穩定之力學行為，對於花蓮秀林福安礦場石灰岩碎塊材料，進行直接剪力試驗，模擬材料級配方式採用平行級配法。其試驗結果為有效應力摩擦角與總應力摩擦角皆隨著最大粒靜的增加而增加。

2-3-3 等重量替代法

George(1963)[31]認為現場材料顆粒粒徑小於 0.25 公厘(約 #40 ~ #100)時，對於輾壓效果及各層間的結合力有很大的影響。為了保持現場材料性質與模擬材料性質相似，模擬材料之細顆粒含量控制必須與現場相同。基於此項理由，將現場材料級配曲線某一尺寸以上顆粒之重量，以相同重量但是小於該尺寸之細顆粒予以取代。如圖 2-20 所示。

另外，張世勳(1993)[19]為了改良模擬級配的分佈與現地粒徑分佈相近，提出「改良式等重量替代法」。此法是將現地級配分佈先以一最佳曲線通過，再依此最佳曲線之幾何特性作為模擬材料級配曲線之幾何特性，級配調整由曲線 40 號篩的粒料含量開始，以給定的曲線幾何特性決定縮小級配方式。如圖 2-21 所表示之示意圖。

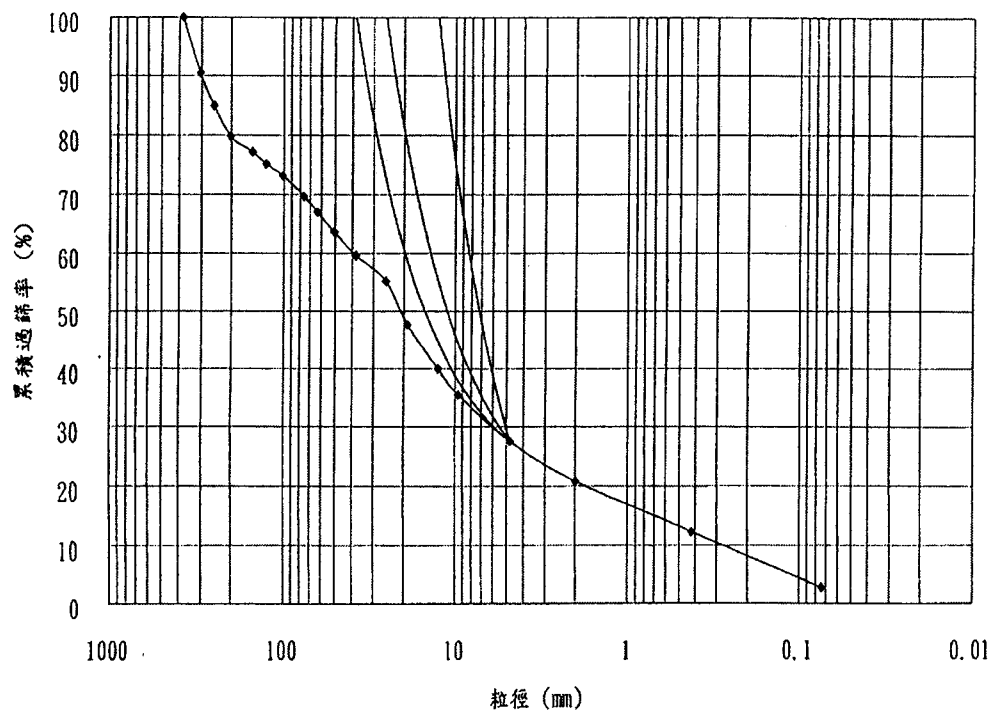


圖 2-20 等重量替代法之示意圖

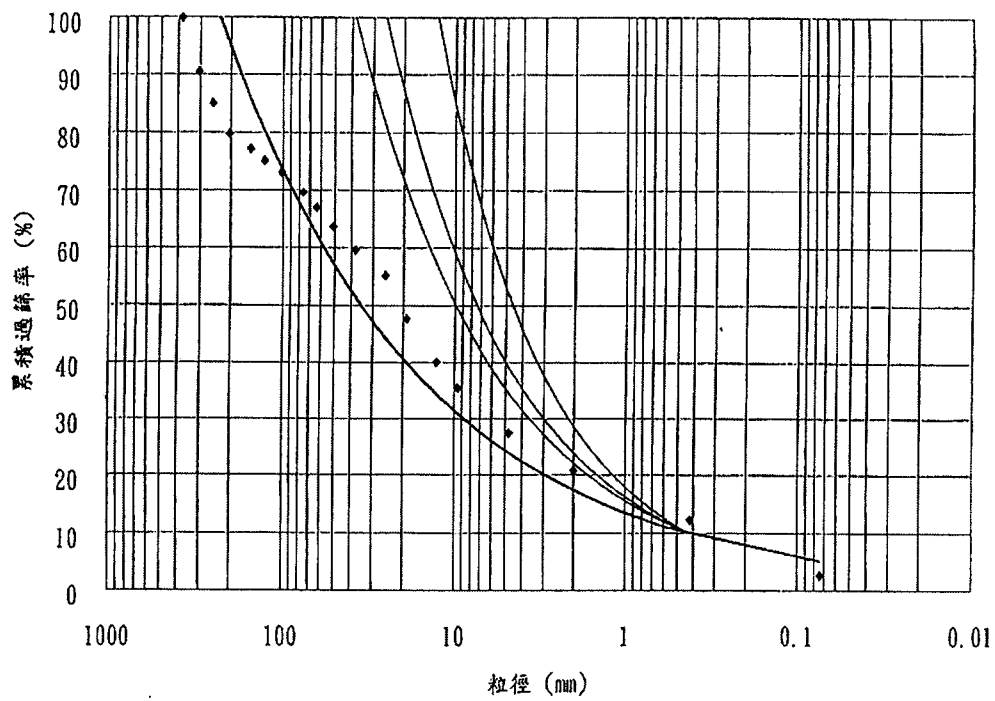


圖 2-21 改良式等重量替代法之示意圖

2-4 地下水電導度之觀測

對於土石流研究，首重土石流發生之預測。能夠事先預測土石流之發生，才能評估土石流潛在發生地點，並設置防治措施。在長期觀測土石流中，地下水之電導度(Electrical Conductivity)是評估的項目之一。據日本學者的研究指出，當有地滑發生時，該區域之深層地下水有上升的趨勢，使得 EC 值上升；是故我們希望，長期觀測地下水之 EC 對土石流預警領域有實質幫助。

青木滋(1998)[46]在日本新瀉縣虫龜進行長期的地下水監測，發現當地滑災害發生，深層地下水位會上升，而深層地下水中的碳酸氫根離子(HCO_3^-)、氯離子(Cl^-)及鈉離子(Na^+)使得 EC(電導度)值提高，約(5.09 ~ 5.13 ms/cm)；也就是說，若是地下水中 EC 提高的話，便有可能發生地滑現象。

第三章 研究方法

本研究是以南投地區豐丘為例，將現地未擾動區之土石運回，進行實驗室模型試驗；主要針對滲流、電導度對管湧式土石流發生影響來做一研究。以下之研究方法，是為了探討野溪中邊坡堆積土層受到如何之水力梯度影響下，發生管湧破壞而造成土石流土石來源的程度及情形；並在實驗中試著改變試體坡度，討論其改變對實驗之影響；實驗進行之同時，以電導度計紀錄土體電導度值之變化。

3-1 研究流程

研究流程分為兩大部分，如圖 3-1 所示。一部份為公式之推導，另一部份為實驗室滲流箱模型試驗。

公式推導部分：首先收集歷年以來土石流發生之紀錄，觀察現地土石流之特徵且對其特徵找出影響土石流發生影響之因子，討論土石流發生影響因子何者為其最重要之影響參數；接著，試推導管湧之臨界公式。

在取回現地未擾動土樣後，先進行現地基本物理試驗，取得現地之基本資料；再來，建立滲流槽試驗系統與供水系統，以開始滲流槽試驗。實驗包括量測試體內部水壓力、收集因水力梯度所流出之土樣、電導度變化之量測等等。

最後，分析討論實驗結果並與理論推導部分做一整合，提出結論與建議。

滲流、電導度對管湧是土石流發生影響之研究—以南投地區為例

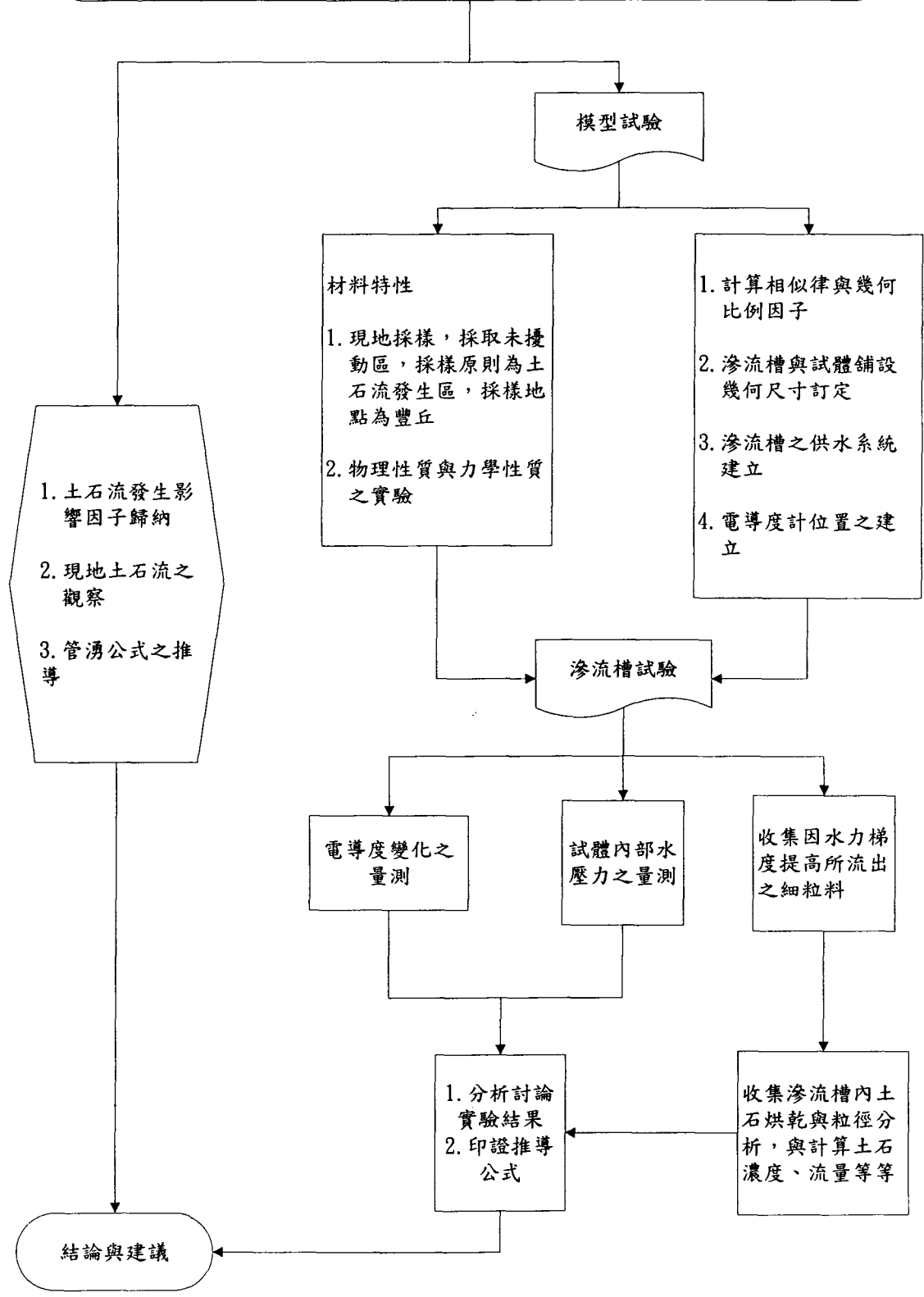


圖 3-1 研究流程圖

3-2 研究區域

3-2-1 研究區域概述

本研究之研究區域為南投縣，位於台灣中央，是全省唯一不濱海之縣份，南北長約九十五公里，東西寬約七十二公里，東以中央山脈與花蓮縣相鄰，西以八卦丘陵及清水溪與彰化縣及雲林縣相接境，南以清水溪及玉山支脈與雲林嘉義、高雄三縣相接壤，北以北港溪與大甲溪之分水嶺(白狗大山、八仙山)及烏溪與台中縣為界，在全省五大山系中擁有中中央山脈、玉山山脈、阿里山山脈等三大山系，全省高度超過三千公尺之六十二座山峰中，位於本縣者有四十一座，本縣山多平原少，山地佔約百分之八十三。全縣土地總面積 4,106.4360 平方公里，包含 12 個鄉鎮，人口數為 541,818 人（截至 90 年底）。研究土樣位於信義鄉台 21 線旁豐丘野溪，歷年來土石流發生相當嚴重之區域，如圖 3-2 及 3-3。

民國 88 年 921 集集大地震，造成台灣生命財產重大的損失，其震央亦在研究區域範圍內，區域內兩條斷層（車籠埔及雙冬斷層）產生移動，使得蘊含土石流發生潛勢的溪流大增，若是遇到颱風、豪雨帶來充沛的雨量，發生土石流的機率必定大增（如圖 3-4）。

台灣本島主要的地層呈長而狹的帶狀分布，大致和台灣島的長軸平行。其中大致可以分為三個主要地質區，如圖 3-5 所示：

a. 中央脈地質區，本區又可以分為兩個地質亞區：

I. 中央山脈西翼和脊樑山嶺，包括雪山和玉山兩個最高山嶺

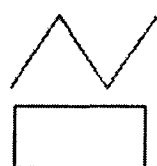
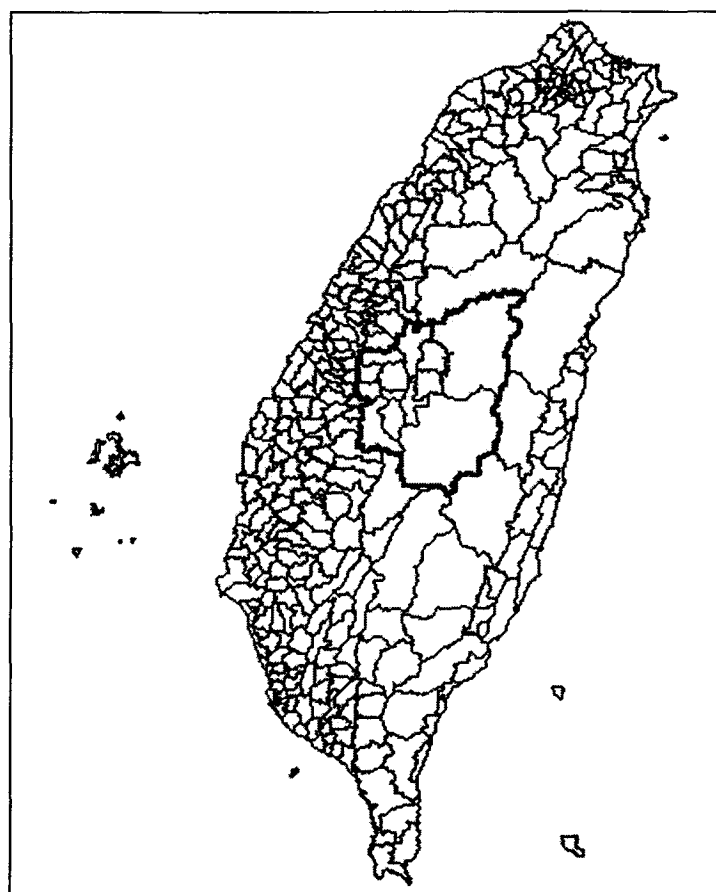
II. 中央山脈東翼

b. 西部麓山地質區

c. 海岸山脈地質區

南投地區屬於中央山脈西翼和脊樑山嶺地質區(a)，此區大部份是深灰或灰黑色劈理良好的硬頁岩(argillite)、板岩(slate)以及千枚岩(phyllite)；也就是說，是經過變堅或變質的泥質岩石。這些岩石中常含有許多小石英脈。泥質岩在西部以硬頁岩為主，向東漸漸變為板岩或千枚岩。硬頁岩的定義是變堅的頁岩，只受過極輕微的擠壓；如變質度增高，較硬的頁岩就漸變為板岩。這些泥質岩石的變質度從本帶的西界向東邊的先第三紀基盤或中央山脈的核心地帶逐漸增強。

白色和灰色的砂岩在巨厚的頁岩層中構成另一個重要岩相，砂岩中通常夾有薄層或不規則凸鏡狀的石墨質煤或炭質頁岩。白色砂岩有時變為中粒至粗粒的石英岩，灰色砂岩則變為較細粒的硬砂岩。砂岩常成厚層塊狀，有時也夾有灰黑色使頁岩和板岩的互層。砂岩段和頁岩段之間的地層界線是屬於漸變的，在一般大比例尺的地質圖上都呈現犬牙相錯之狀。石灰質或泥灰質的凸鏡體或結核多散布在中央山脈高處的板岩中，層厚及層位不同而且不連續的礫石層或凸鏡體則出現在硬頁岩和板岩帶的東部及南部，所含的礫石部分來自變質基岩，部分來自硬頁岩和板岩。玄武岩質的碎屑岩和凝灰岩是這個泥質地層中最多的火山岩，多成散佈的不規則岩體，一般延展不廣；此外尚有少許安山岩、輝綠岩。以及其他不同成份的火山碎屑岩(見圖 3-6)。



研究區域（南投）

台灣省全圖

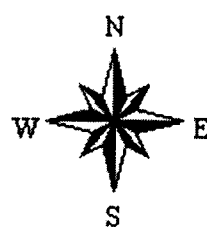


圖 3-2 南投縣示意圖

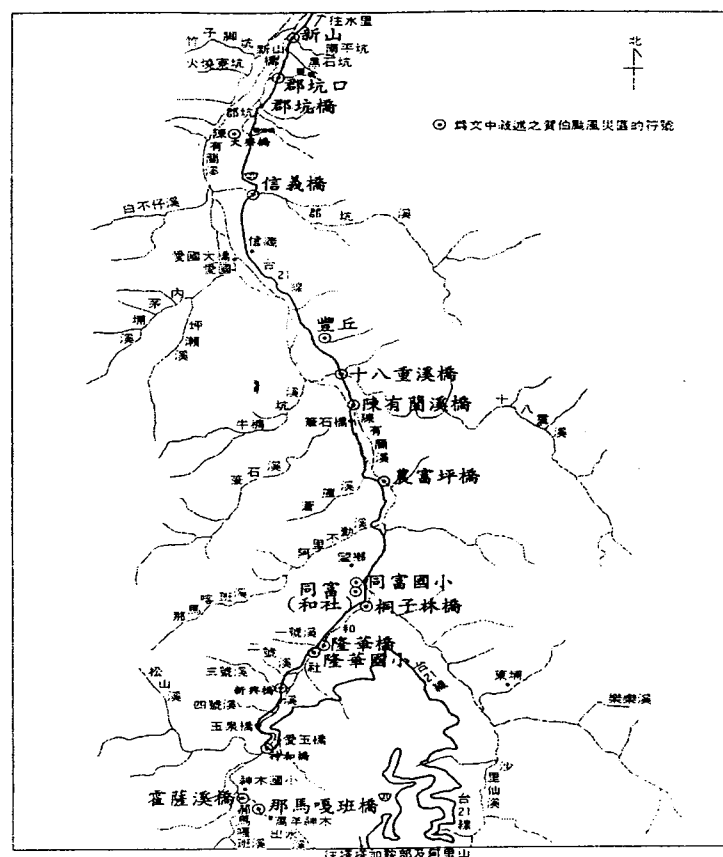
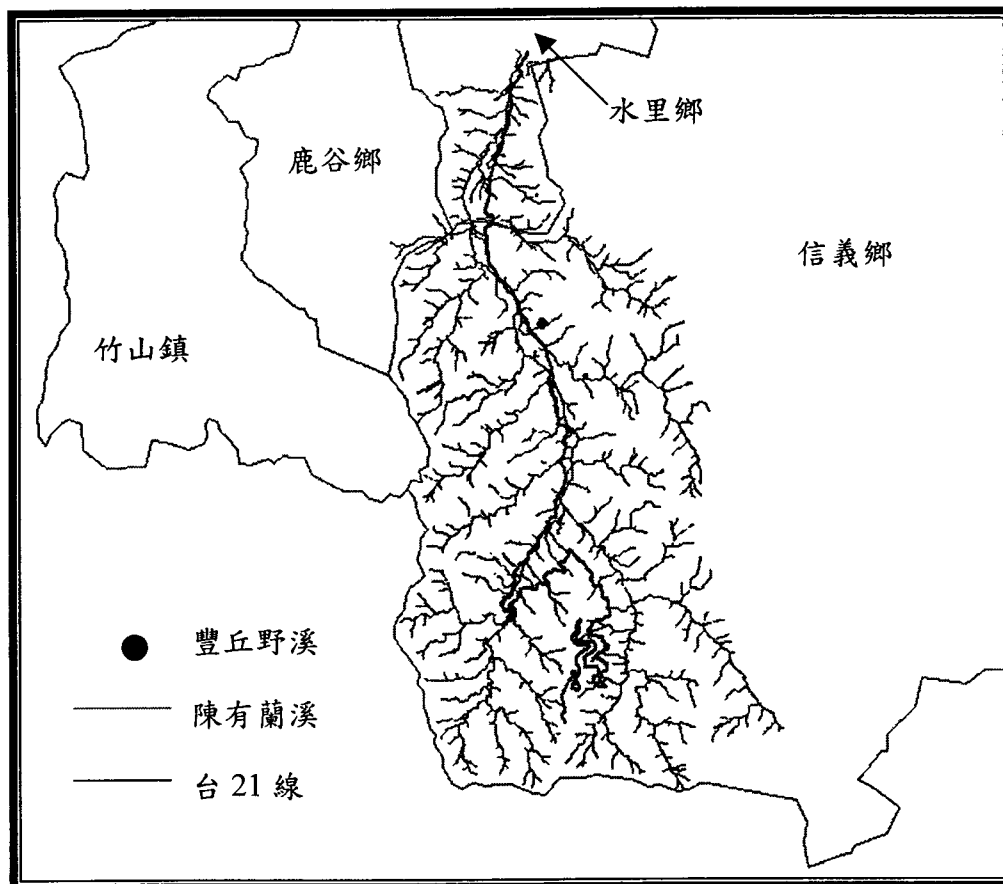


圖 3-3 南投縣 信義鄉豐丘野溪示意圖

西部麓山帶構造剖面位置圖
LOCATION MAP OF STRUCTURE
CROSS SECTIONS

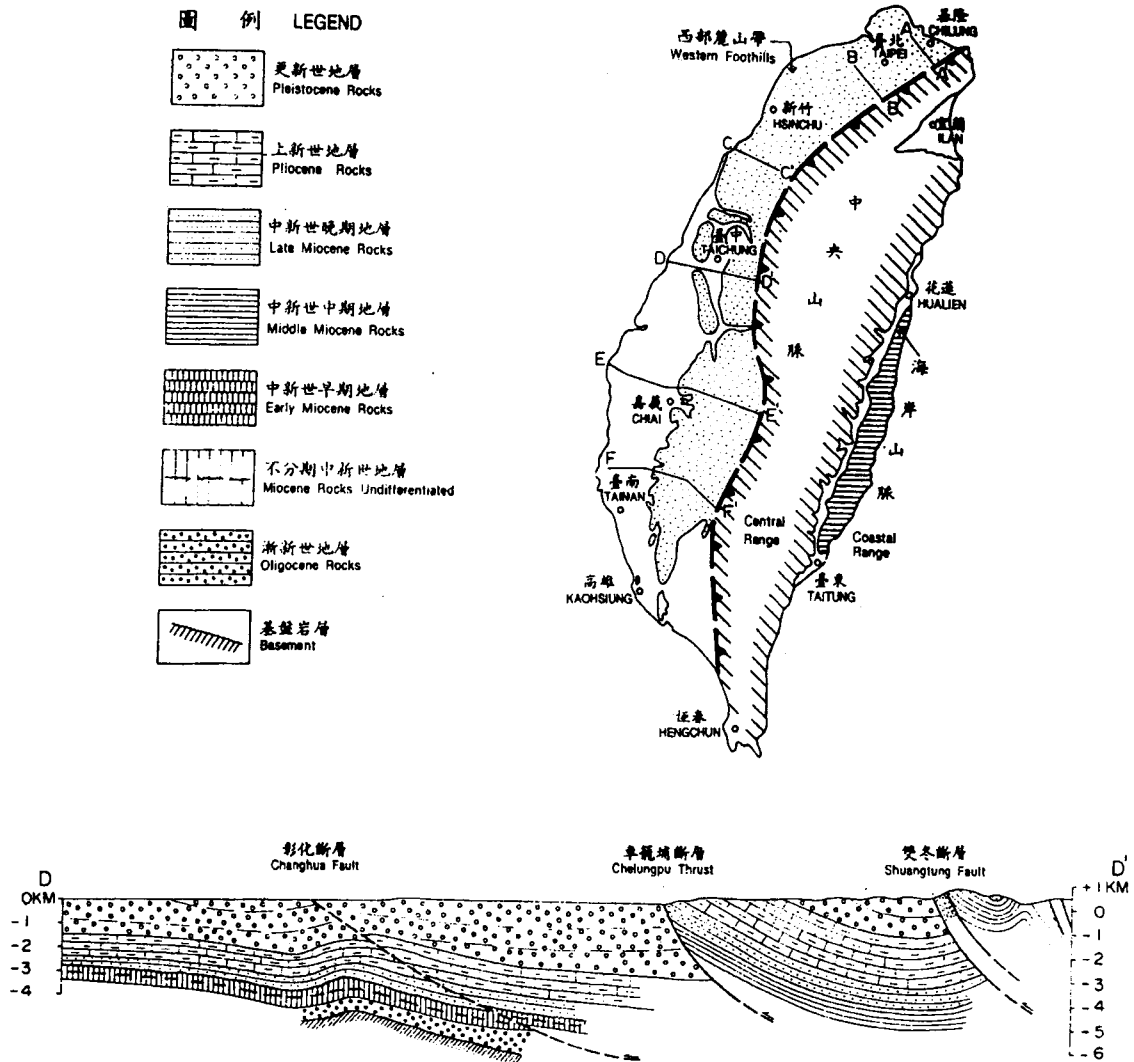
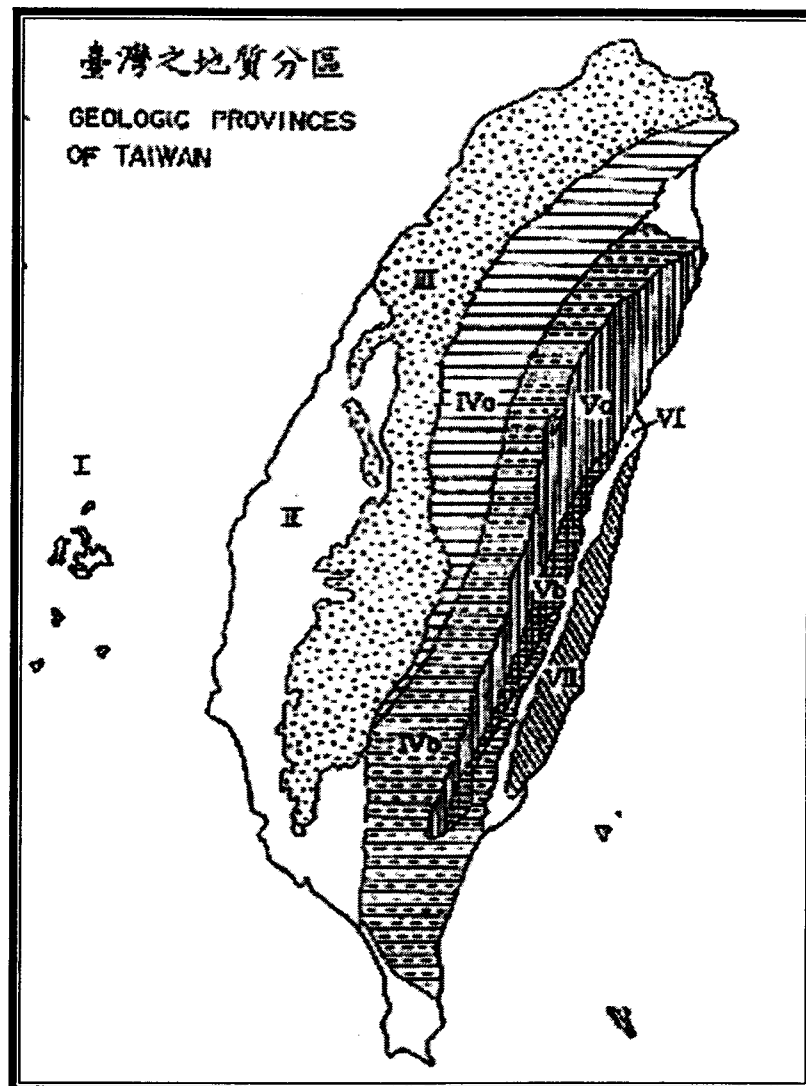
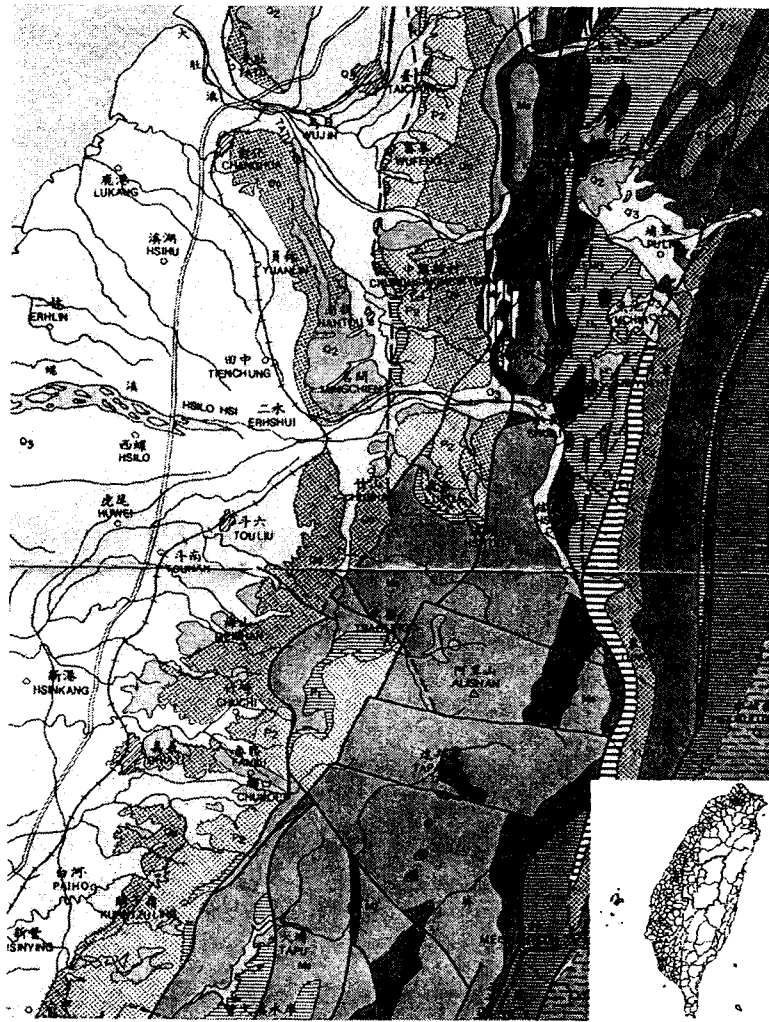


圖 3-4 研究區內主要斷層圖(中央地質調查所)



- | | |
|-------------------------------|-----------------------------------|
| I 澎湖羣島（洪流式玄武岩） | V 中央山脈東翼地質區（先第三紀變質雜岩） |
| II 濱海平原（沖積層） | Va 太魯閣帶 |
| III 西部麓山地質區（以新第三紀碎屑岩為主） | Vb 玉里帶 |
| IV 中央山脈西翼地質區（中新世至古第三紀硬頁岩及板岩系） | VI 東部縱谷（雜合帶） |
| IVa 雪山山脈帶 | VII 海岸山脈地質區（新第三紀火山質及洪流式碎屑岩覆蓋的火山弧） |
| IVb 奇峻山脈帶 | |

圖 3-5 台灣地質分區圖(中央地質調查所)



- | | | | |
|--|--------------------------------|--|-----------------------|
| | 土、砂、礫（沖積層） | | 板岩、千枚岩、夾砂岩（西村層、佳陽） |
| | 礫石、紅土、土、砂（臺地堆積） | | 硬砂岩夾碳質板岩（遠見砂岩） |
| | 石灰岩礁（恆春石灰岩） | | 板岩夾板岩與砂岩的薄葉層（十八重溪層） |
| | 砂岩、泥岩、頁岩、礫岩（石灰岩）（頭料山層、卑南山礫岩） | | 板岩、千枚岩夾石英岩質砂岩（畢祿山層） |
| | 頁岩、砂岩、礫岩（大港口層） | | 黑色片岩為主（大南澳片岩） |
| | 泥岩夾各類外来岩塊（利吉層、墾丁層） | | 黑色片岩、綠色片岩、砂質片岩（大南澳片岩） |
| | 砂岩、泥岩、頁岩（卓蘭層及其相當地層） | | 變質石灰岩（大南澳片岩） |
| | 頁岩、砂質頁岩、泥岩（錦水頁岩及其相當地層） | | 片麻岩及混合岩（大南澳片岩） |
| | 砂岩、頁岩（三峽群及其相當地層） | | 安山岩及安山岩質碎屑岩 |
| | 砂岩、頁岩（瑞芳群及其相當地層） | | 玄武岩 |
| | 砂岩、頁岩（野柳群及其相當地層） | | 安山岩及安山岩質碎屑岩 |
| | 集塊岩、凝灰質砂岩、石灰岩凸鏡體（都巒山層） | | 石英斑岩 |
| | 硬頁岩、板岩、千枚岩夾砂岩（廬山層、蘇樂層） | | 基性火成岩 |
| | 砂岩、頁岩、煤質頁岩（澳底層）斷層（虛線為推測或隱沒部分） | | |
| | 砂岩、頁岩（五指山層、蚊子坑層、粗坑層） | | |
| | 硬頁岩、硬砂岩、板岩（大桶山層、乾溝層、水長流層） | | |
| | 石英岩質砂岩、板岩、石墨質頁岩（四稜砂岩、眉溪砂岩、白冷層） | | |

圖 3-6 南投地區地質分佈圖(中央地質調查所)

3-2-2 現地採樣工作

本研究現地採樣有兩個主要的目的：

- a. 獲取足夠的土樣進行室內實驗；
- b. 求得現地密度、含水量、粒徑曲線分佈作為實驗依據。

Johnson 等(1971)調查美國加利福尼亞州之土石流，在源頭部與堆積部採樣，結果發現土石堆積材料在源頭部與堆積部的粒徑分部曲線相似，如圖 3-7 所示。Johnson 認為土石流在傳輸的過程中，粒徑分佈的改變影響很小。但是若是採用堆積部的材料時，在採樣的標準上很難取捨，因為在堆積部之礫石，大者有可能跟一棟小房子一樣大，無法對其進行分析；因此決定採樣的地點原則為未受擾動之土樣，所以採樣的地點大都在地勢較高的地方，屬於土石流之發生部範圍。至於較高之地點，因為人員以及器具搬運的困難，所以也要考慮交通之因素。本次的實驗地點選為土石流災害發生嚴重的豐丘村進行採樣。

現地採樣步驟如下四點分述：

3-2-2-1 選點

現地常因為施工與整治作業的實施，對於土石材料進行人為的清移與搬運，因此必須在勘查現地的地形且研判為非擾動區，並且配合一萬分之一相片基本圖，找出坡度為 15° 到 22° 之間之地區決定採樣地點。此次所採樣之地點，為豐丘野溪右岸一處民宅之附近，從豐丘國小旁往上走至最高點為即為本次採樣地點，共採集兩點，其高程為 560m，座標為(236620，2618655)。如圖 3-8 所示。

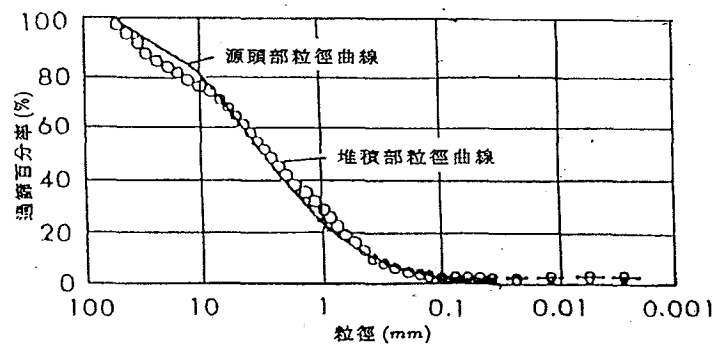


圖 3-7 土石流堆積部與源頭部粒徑分布圖(Johnson, 1971)



圖 3-8 豐丘野溪之地貌

3-2-2-2 整地

將表面的雜草與鬆土先予以剝除，約略整平後，再以噴漆繪出 1 公尺見方大致採樣位置，作為採樣參考範圍。豐丘野溪因為表層植生較厚，因此將其挖掘約 50 cm 深之表層，直到土壤顏色與崩塌地表面顏色一致，皆為黃褐色。從此以下便開始進行人工挖掘，如圖 3-9 所示。

3-2-2-3 人工挖掘

以鋤頭跟圓鍬進行人工開挖如圖 3-10 所示，盡可能平行原地面挖掘，所挖掘之深度定為 0.9 公尺，並將挖出的土樣全部以袋裝過秤。各階段取出的土樣秤重完畢後，先全部以 76.2 mm (3 英吋) 方眼篩進行過篩 (如圖 3-11)，粒徑小於 76.2 mm 者，直接以準備好的大型塑膠袋袋裝，依照填裝順序予以編號，並以塑膠繩繫緊袋口防止水分散失，為了防止水分大量流失，或在搬運的時候，塑膠袋破裂，造成土壤顆粒的流失，或是水分的蒸發，因此用兩層塑膠袋包住並在外圍套入麻布袋將麻布袋綁緊攜回，實驗室以便於室內進行含水量及比重試驗。

粒徑大於 76.2 mm (3 英吋) 者，使用夾具來量測粒徑大小並秤重紀錄之。於大顆粒附著之細粒土壤，皆先以剛刷予以刷除然後秤重、收集 (如圖 3-12)，同樣用塑膠袋包好，全部帶回實驗室，進行篩分析。

3-2-2-4 明坑之體積量測

明坑開挖時，由於粒徑大小不一，因此其開挖面並非一完整平面，坑內礫石多呈角狀。為了獲取較準確的體積，於挖掘工作進行完

畢後，將 PVC 帆布鋪在試坑裡，如圖 3-13 所示。在選擇 PVC 帆布時，要挑選韌性很強，不易被刮破，但是又不能太厚，因為若是帆布太厚，會影響土體之體積。所以選擇之帆布材質為橘色 PVC 夾網帆布，為三層布。接著將水倒入試坑內，求出總倒入水重，除上現地之水密度，得到之水體積即為土坑體積；再除上土體總重量，便求得明坑之現地密度。



圖 3-9 整地進行中



圖 3-10 挖深工作進行中

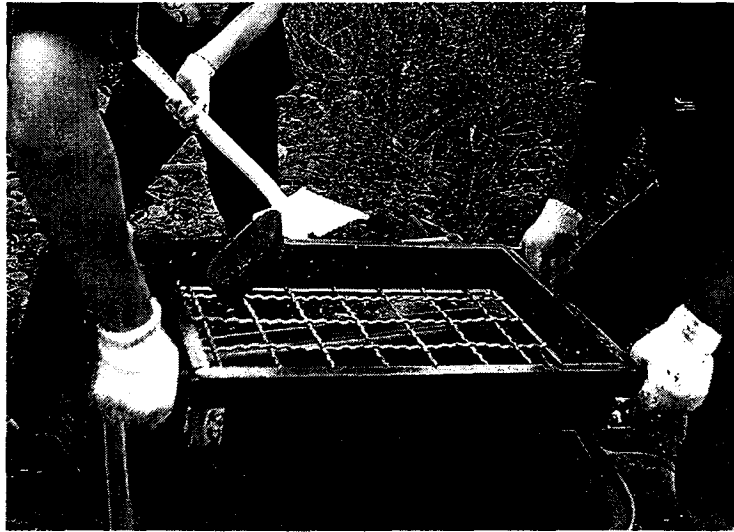


圖 3-11 過篩進行中



圖 3-12 將礫石上細粒料刷下



圖 3-13 工作坑體積之量測

3-2-3 現地土壤基本性質

3-2-3-1 現地含水量

將現場採回之土樣帶回實驗室後，先將土樣依照當初於現地採樣之編號排好，編號比較小者為較上層土壤，編號比較大者為較下層土壤，因此將編號分成三等份，每一等份選取出兩袋，將其裝入鐵桶內，放入烘箱，溫度設為 105°C ，烘乾 24 小時後，取出秤重，並再放入烘箱內，再烘 24 小時，直到重量無變化為止。秤出乾土重，得到上層、中層、下層含水量。並求其平均值，其值為現地之平均含水量，如表 3-1 所示。以此含水量作為實驗時之依據。

3-2-3-2 篩分析

篩分析之目的為求取土壤顆粒粒徑分佈曲線，並且求得其均勻係數、曲率係數等數據，以作為土壤分類依據。在篩分析進行時，所採用之方法是乾篩法，但是乾篩法之缺點為細顆粒土壤容易在敲擊粗礫石飛走，或是黏附在粗顆粒上不易敲下，亦或者是因為敲擊太用力，而導致礫石破裂。所以，為了使細粒料不流失，並且容易使得粗顆粒上之細粒料容易跟粗粒料分離，並且不因為敲擊的因素使得礫石破裂，在本次實驗中全部採用濕篩法。濕篩法之原理很簡單，就是將所有採回來的土樣全部泡水，接著再利用標準篩來過篩。

為了使篩分析進行容易，先將所有土壤顆粒放入疊套好之篩網，篩號分別為 1"、1/2"、3/8"、#4，進行粗顆粒之分類。分類好之土壤全部泡水，浸泡時間約為一天以上，使得粗顆粒與細顆粒分離。再來，

分離後之土石溶液與之前通過#4 之細顆粒土壤再用#10、#40、#200 篩進行過篩。

濕篩法所得之土石顆粒表面乾淨；一般用乾篩法所得之土石顆粒表面還有很多細粉，或是土壤團粒等附著在粗顆粒表面；故濕篩法能得到較佳之土壤現地級配分佈曲線，而且不會低估細顆粒之含量。利用濕篩法所得到之現地級配曲線如圖 3-14 所示。

3-3-3 其他基本性質

其他土壤之基本性質皆依照實驗規範求得，包括比重、阿太堡限度、大型直剪試驗(圖 3-15) (摘自朱嘉政(2001))、土壤分類、滲透性係數等等，各項性質列出如表 3-2。

表 3-1 現地之採樣數據

明坑 編號	最大 粒徑 mm	76.2 mm 以上之 礫石 重量 kg	76.2 mm 以下之 土壤 重量 kg	明坑 體積 m^3	現地 密度 t/m^3	現地 含水量 %
一號 明坑	340	121.7	428.2	0.2924	1.881	11.11
二號 明坑	260	79.6	469.2	0.2999	1.830	9.62

表 3-2 其他基本性質數據

項 目	數 據	項 目	數 據
比重 G_s	2.62	液性限度 LL	25
孔隙比 e	0.53	塑性限度 PL	19
有效粒徑 D_{10}	0.065 mm	塑性指數 PI	6
D_{30}	0.75 mm	滲透性係數 k	0.12 cm/s
D_{60}	10.78 mm	有效凝聚力 c	0.16 kPa
均勻係數 C_u	165.85	剪力摩擦角 ϕ	36°
曲率係數 C_d	0.74	USCS 分類	GC-GM

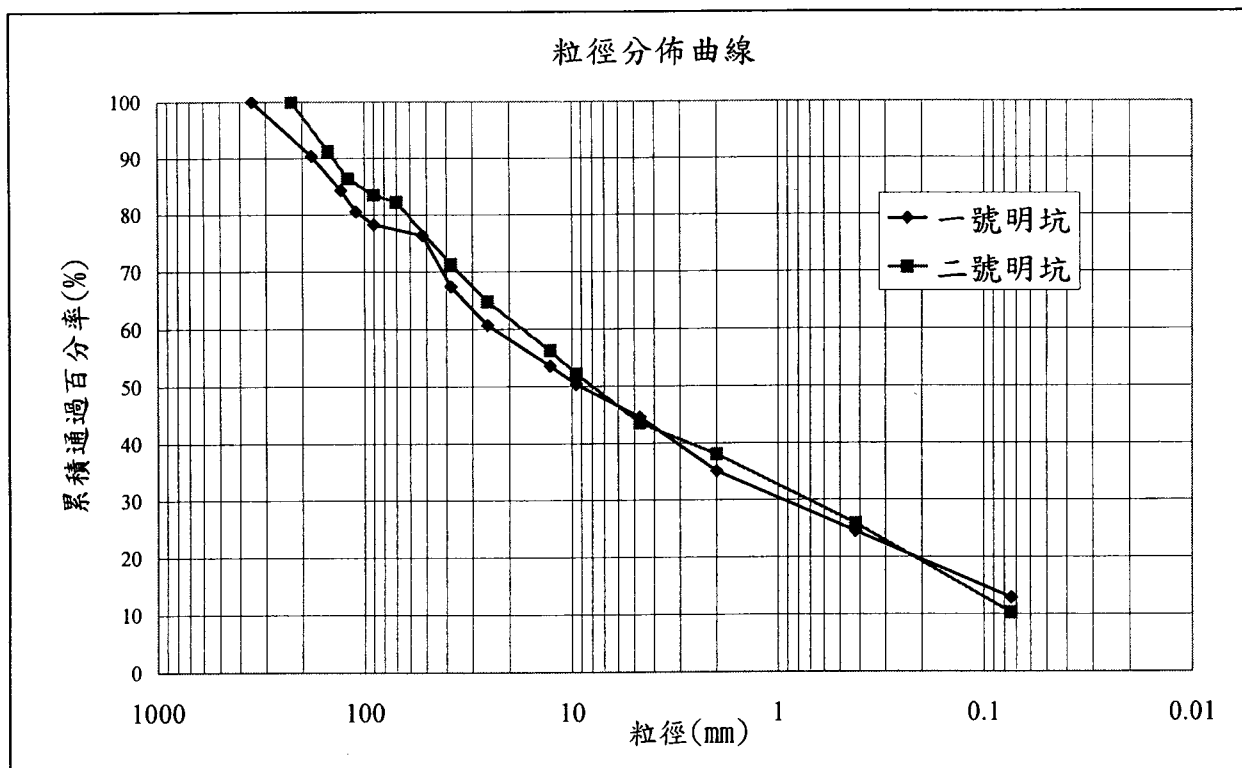


圖 3-14 現地粒徑分佈曲線

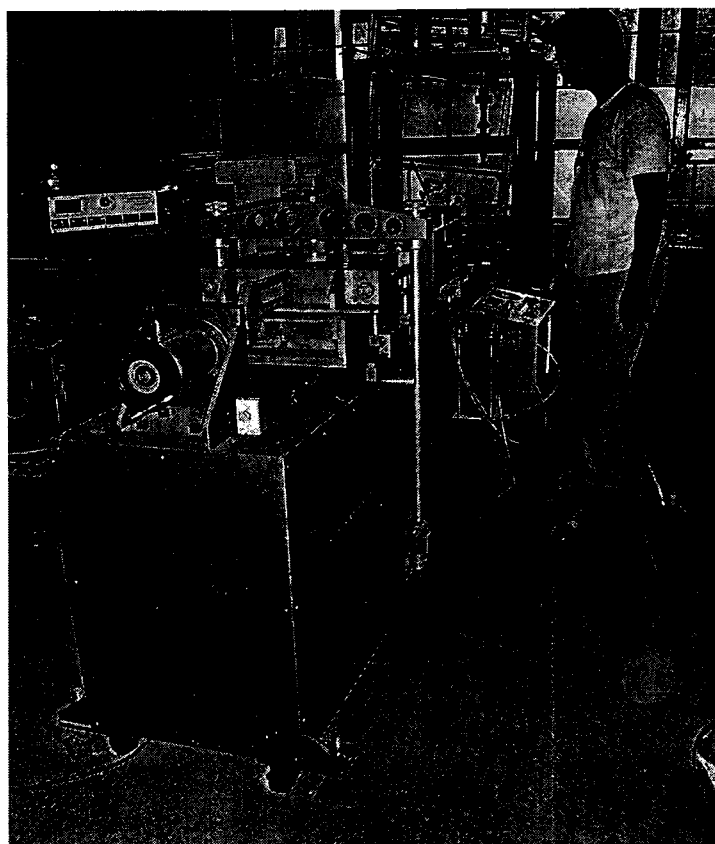


圖 3-15 大型直剪試驗

3-3 理論基礎

分析管湧式土石流，大多是應用分析土壩內的滲流流動機制以及討論因滲流所發生之管湧現象；但是對於近代的水壩而言，設計上都較為嚴謹，較少發生崩潰的情況，而對於比較老舊的土壩則有管湧破壞的現象，造成了土壩的崩潰。在進行土壩分析時，一般都當成是均質壩，但是針對溪床土石堆積材料而言，並非均質；所以對於堆積材料發生崩潰的機制必須再加以討論。

對於堆積土層裡因為滲流的產生，而發生管湧(piping)的破壞，所以我們必須針對此一機制進行討論。一般來說，對於壩體因滲流所造成的影響而必須討論到的有滲流體積的計算，以及管湧發生臨界狀況之力學機制。這部分推導，若需更詳盡之內容，請參考沈茂松(1994)[6]

3-3-1 管湧流線

矩形壩土體發生管湧(piping)時的，其應力的作用方向為向下，在土顆粒將動未動之臨界狀態，定為臨界管湧，其推導過程如下。

如圖 3-16 所示之矩形壩及其滲流線，其基本假設如下所示：

- a. 在滲流線上因管湧所被移動的土壤團粒，假設為方體元素(cube element)。
- b. 此元素只做移動並不做轉動。
- c. 流體為不可壓縮，且在土體內部的水溫保持恆定。
- d. 土壤顆粒與顆粒之間的吸引力與排斥力並不計，只考慮土壤顆粒之間的摩擦力與凝聚力。

e. 此方體元素在管湧發生後為慣性移動，且移動方向為滲流線(x—z)方向，y 方向上沒有位移。

就圖 3-17 所表現之矩形壩及其滲流線，對於方體元素(cube element)所受之力圖分析如圖 3-18 (x 方向之運動) 所示，考慮其所受之水壓力、各方向之正向力、凝聚力與摩擦力。以下先考慮 x 方向之運動方程式：

就剪應力部份：

$$\tau_1 = \bar{c}_{zx} + \bar{\sigma}_{zz} \tan \bar{\phi}_{zx} \quad (3-1)$$

$$\tau_2 = \bar{c}_{zx} + (\bar{\sigma}_{zz} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} dz) \tan \bar{\phi}_{zx} \quad (3-2)$$

$$\tau_3 = \bar{c}_{yx} + \bar{\sigma}_{yy} \tan \bar{\phi}_{yx} \quad (3-3)$$

$$\tau_4 = \bar{c}_{yx} + (\bar{\sigma}_{yy} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{yy}}{\partial y} dy) \tan \bar{\phi}_{yx} \quad (3-4)$$

就正向應力部分：

$$\bar{\sigma}_{xx} = k_x \cdot \bar{\sigma}_{zz} \quad (3-5a)$$

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} = k_x \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} + \frac{\partial k_x}{\partial x} \cdot \bar{\sigma}_{zz} \quad (3-5b)$$

$$\bar{\sigma}_{yy} = k_y \cdot \bar{\sigma}_{zz} \quad (3-6a)$$

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_{yy}}{\partial y} = k_y \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \bar{\sigma}_{zz} \quad (3-6b)$$

其中

τ_i ：元素上各面之剪應力。

$\sigma_{xx}、\sigma_{yy}、\sigma_{zz}$ ：代表 x、y、z 平面上之正向應力。

$\bar{C}_{ij}$ ：元素上各面之有效凝聚力。

$\bar{\phi}_{ij}$ ：元素上之有效內摩擦角。

$k_x、k_y$ ：x、y 平面上之靜止土壓力係數。

元素的重量

$$W = \gamma_m \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \gamma_{sat} \cdot dx \cdot dy \cdot dz = \gamma_s \cdot \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (3-7)$$

其中

γ_s : 土壤顆粒的單位重

γ_m : 土體之浸水單位重

γ_{sat} : 土體之飽和單位重

ω : 土體之飽和含水量

e : 孔隙比

由 $\Sigma F_x = m \cdot a_x$ 得：

$$\left[\bar{\sigma}_{xx} - \left(\bar{\sigma}_{xx} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} dx \right) \right] dy \cdot dz + \left[u_w - \left(u_w - \frac{\partial u_w}{\partial x} dx \right) \right] dy \cdot dz - (\tau_1 + \tau_2) dx \cdot dy - (\tau_3 + \tau_4) dx \cdot dz = -ma_x = -\frac{W}{g} \cdot \frac{d^2 S_x}{dt^2} \quad (3-8)$$

其中

S_x : 表示 x 方向之位移

t : 時間

u_w : 滲流水壓

將(3-1)至(3-7)代入(3-8)中再整理可得：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{u}_w}{\partial x} - k_x \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - \tan \bar{\phi}_{zx} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} \\ & - \left\{ \frac{\partial k_x}{\partial x} + \frac{2 \tan \bar{\phi}_{zx}}{dz} + \frac{2k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} \right\} \cdot \bar{\sigma}_{zz} - \left\{ 2 \frac{\bar{c}_{zx}}{dz} + \frac{2\bar{c}_{yx}}{dy} \right\} \\ & = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \frac{d^2 S_x}{dt^2} \end{aligned} \quad (3-9)$$

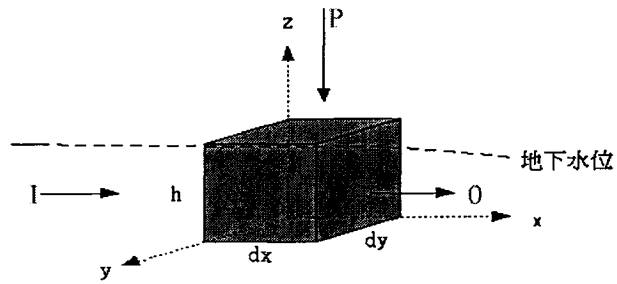


圖 3-16 微量元素塊分析圖(differential element)

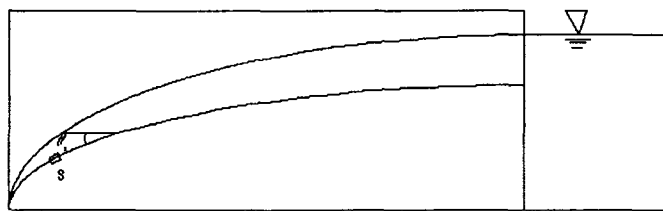


圖 3-17 土壩管湧分析

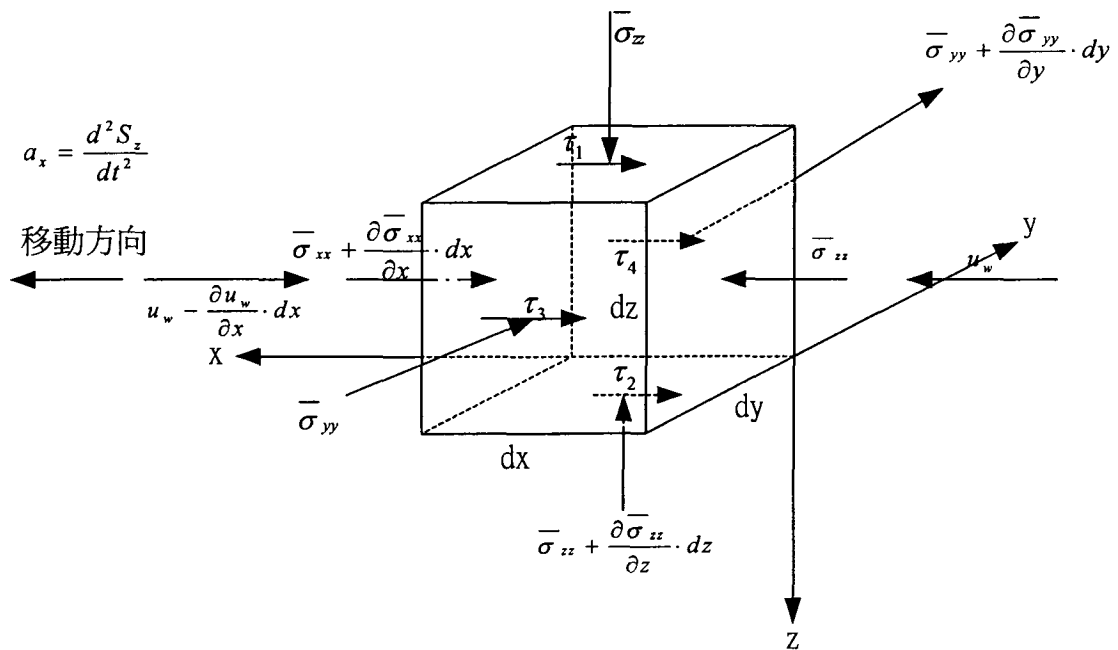


圖 3-18 方體元素在 x 方向運動之受力情形

再來，考慮 z 方向上之運動方程式，在其方體元素上各面所受之力圖分析如圖 3-19 所示其中就

剪應力部分：

$$\tau_5 = \bar{c}_{xz} + \bar{\sigma}_{xx} \tan \bar{\phi}_{xz} \quad (3-10)$$

$$\tau_6 = \bar{c}_{xz} + \left(\bar{\sigma}_{xx} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} dx \right) \tan \bar{\phi}_{xz} \quad (3-11)$$

$$\tau_7 = \bar{c}_{yz} + \bar{\sigma}_{yy} \tan \bar{\phi}_{yz} \quad (3-12)$$

$$\tau_8 = \bar{c}_{yz} + \left(\bar{\sigma}_{yy} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{yy}}{\partial y} dy \right) \tan \bar{\phi}_{yz} \quad (3-13)$$

由 $\Sigma F_z = m \cdot a_z$ 可得：

$$\begin{aligned} & \left[\bar{\sigma}_{zz} - \left(\bar{\sigma}_{zz} + \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} dz \right) \right] dx \cdot dy + \left[u_w - \left(u_w - \frac{\partial u_w}{\partial z} dz \right) \right] dx \cdot dy \\ & - (\tau_5 + \tau_6) dy \cdot dx - (\tau_7 + \tau_8) dx \cdot dz + W \\ & = -\frac{W}{g} \cdot a_z = -\frac{\gamma_w}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \end{aligned} \quad (3-14)$$

將(3-7)與(3-10)~(3-13)代入(3-14)中整理可得：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_w}{\partial z} - k_x \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \tan \bar{\phi}_{yz} - \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} \\ & - \left\{ \frac{2k_x \tan \bar{\phi}_{xz}}{dx} + \frac{\partial k_x}{\partial x} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} + \frac{2k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yx} \right\} \cdot \bar{\sigma}_{zz} \\ & - \left(\frac{2\bar{c}_{xz}}{dx} + \frac{2\bar{c}_{yz}}{dy} \right) + \gamma_{sat} = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (3-15)$$

不重複將 xz 平面上的凝聚力與摩擦力加入考量，也就是說
 $\bar{c}_{xy} = \bar{c}_{yx}$ 、 $\bar{\phi}_{yx} = \bar{\phi}_{yz}$ ，那麼將(3-9)與(3-15)結合在一起可得：

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\partial u_w}{\partial x} + \frac{\partial u_w}{\partial z} \right) - (k_x + k_x \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - (\tan \bar{\phi}_{zx} + 1) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} \\ & - \left[\frac{\partial k_x}{\partial x} + \frac{\partial k_x}{\partial x} \tan \bar{\phi}_{xz} + \frac{2 \tan \bar{\phi}_{zx}}{dz} + \frac{2k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{2k_x}{dx} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \right] \cdot \bar{\sigma}_{zz} \\ & - \left[2 \frac{\bar{c}_{zx}}{dz} + 2 \frac{\bar{c}_{yz}}{dy} + 2 \frac{\bar{c}_{xz}}{dx} \right] + \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \left(\frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 S_x}{\partial t^2} \right) \end{aligned} \quad (3-16)$$

式中

$$\frac{\partial u_w}{\partial x} + \frac{\partial u_w}{\partial z} = \frac{\partial u_w}{\partial S} \quad (3-17)$$

$$\frac{\partial^2 S_x}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 S_z}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 S}{\partial t^2} \quad (3-18)$$

將(3-17)、(3-18)代入(3-16)中可得到：

$$\begin{aligned} & \frac{\partial u_w}{\partial S} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot k_x \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} - (1 + \tan \bar{\phi}_{zx}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} \\ & - \left\{ \left(1 + \tan \bar{\phi}_{xz} \right) \cdot \frac{\partial k_x}{\partial x} + 2 \frac{\tan \bar{\phi}_{zx}}{dz} + 2 \cdot \frac{k_y}{dy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} + \frac{2k_x \tan \bar{\phi}_{xz}}{dx} \right\} \cdot \bar{\sigma}_{zz} \\ & - \left(\frac{2\bar{c}_{zx}}{dz} + \frac{2\bar{c}_{yz}}{dy} + \frac{2\bar{c}_{xz}}{dx} \right) + \gamma_{sat} \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \left(\frac{1+\omega}{1+e} \right) \cdot \frac{\partial^2 S}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (3-19)$$

其中 θ_s 為流線與水平線的夾角，當 $\theta_s = 0$ 時，流線與水平線齊平，所以運動方向為水平方向， γ_{sat} 沒有作用。當 $\theta_s = 90^\circ$ 時 $\sin \theta_s = 1$ ，作用力為 z 方向，重力等於 γ_{sat} 。

(3-19)式即為元素開始發生管湧(piping)的時候，不將流體的黏滯力所產生之拖曳力加入考量之流線。

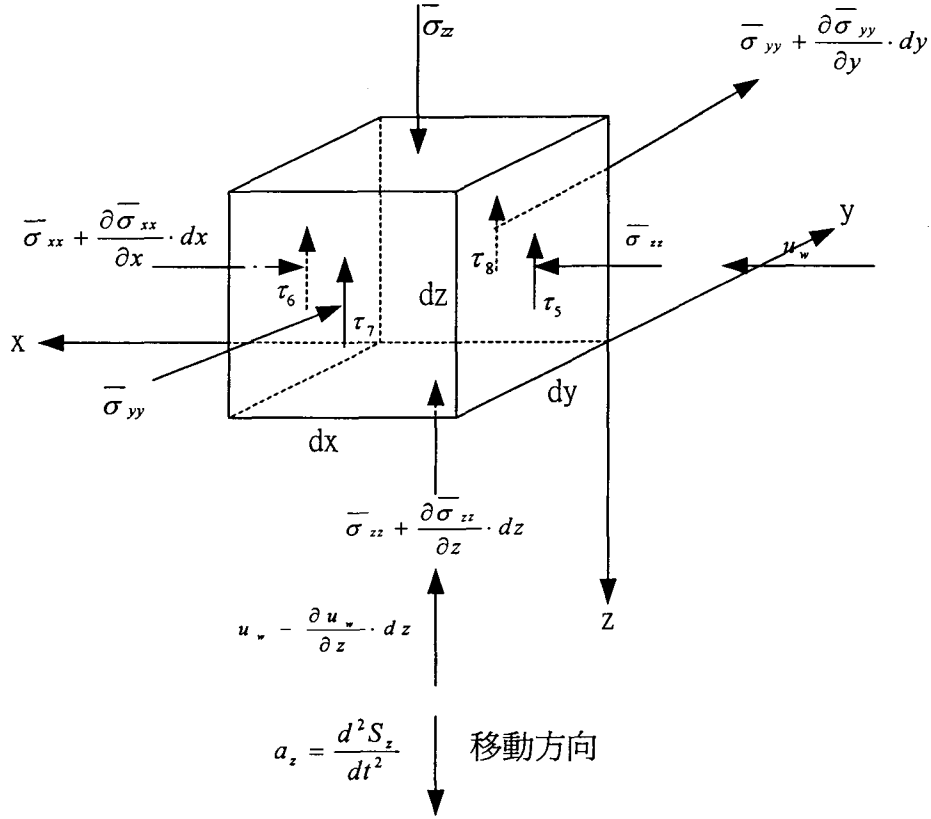


圖 3-19 方體元素在 z 方向運動之受力情形

3-3-2 臨界管湧公式

就(3-19)的流線方程式而言，可考慮：

1. 在土體中， $\bar{\sigma}_{zz}$ 不隨著 y 方向而改變： $k_y \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial y} = 0$

2. 又因為不考慮 y 方向上土壓力之變化，即 k_y 不隨著 y 方向

改變： $\frac{\partial k_y}{\partial y} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot \bar{\sigma}_{zz} = 0$

3. 令： $\bar{f}_z = \bar{\sigma}_{zz} \cdot \tan \bar{\phi}_{zx} \cdot dx \cdot dy$ 為 xy 平面上之有效摩擦力；

$\bar{f}_y = k_y \cdot \bar{\sigma}_{zz} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot dx \cdot dz = \bar{\sigma}_{yy} \cdot \tan \bar{\phi}_{yz} \cdot dx \cdot dz$ 為 xz 平面之有效

摩擦力； $\bar{f}_x = k_x \cdot \bar{\sigma}_{zz} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot dy \cdot dz = \bar{\sigma}_{xx} \cdot \tan \bar{\phi}_{xz} \cdot dy \cdot dz$ 為 yz 平

面之有效摩擦力，在土粒移動時具有方向性。

4. 且 $\bar{f}_v = 2\bar{f}_x + 2\bar{f}_y + 2\bar{f}_z$ ， $\frac{\bar{f}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_f$ 為單位體積元素表面總

摩擦力。

5. 令： $\bar{T}_z = \bar{c}_{xz} \cdot dx \cdot dy$ 為 xy 平面上之有效凝聚力； $\bar{T}_y = \bar{c}_{yz} \cdot dx \cdot dz$

為 xz 平面上之有效凝聚力； $\bar{T}_x = \bar{c}_{xz} \cdot dy \cdot dz$ 為 yz 平面上之

有效凝聚力，在土粒移動時具有方向性。

6. 且 $\bar{T}_v = 2\bar{T}_x + 2\bar{T}_y + 2\bar{T}_z$ ， $\frac{\bar{T}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_c$ 為單位體積表面有效凝

聚力。

將上述簡化條件代入(3-19)可得：

$$\frac{\partial u_\omega}{\partial S} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} - S_f - S_c + \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \cdot \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \cdot \frac{\partial S}{\partial t^2} \quad (3-20)$$

又依照 Stokes' Law：緩慢流速流過固定球體的相關運動情形，可以得到水因為黏滯力對球體所產生的拖曳力為：

$$F_D = 6\mu\nu_0 \cdot \pi \cdot a = \frac{24}{R} \cdot \rho \cdot \frac{\nu_0^2}{2} \cdot \pi \cdot a^2 \quad (3-21)$$

其中：

F_D = 流體對土粒之拖曳力

μ = 流體之黏滯係數

ν_0 = 流體之流速

ρ = 流體密度

R = 雷諾數

a = 球體半徑

若是土體在穩定滲流作用之下，其實際滲流速度為 $v_0 = \frac{ki}{n}$ ，所以
若是將土壤顆粒除上體積則可得到單位體積之拖曳力為：

$$S_d = \frac{F_D}{V} = \frac{\frac{24}{R} \cdot \rho \cdot \frac{v_0}{2} \cdot \pi a^2}{\frac{4}{3} \pi a^3} = \frac{9 \cdot \rho \cdot v_0^2}{R \cdot a} \quad (3-22)$$

$$\text{或是 } S_d = \frac{\frac{6\mu v_0 \cdot \pi \cdot a}{n}}{\frac{4}{3} \pi \cdot a^3} = \frac{18\mu \cdot k \cdot i}{n \cdot D^2} \quad (3-23)$$

D 為球體直徑；考慮拖曳力的影響將(3-23)加入(3-20)中得：

$$\frac{\partial u_w}{\partial S} + S_d - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} - (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} - S_f - S_c + \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s = -\frac{\gamma_s}{g} \cdot \left(\frac{1 + \omega}{1 + e} \right) \cdot \frac{\partial S}{\partial t^2} \quad (3-24)$$

由圖 3-20 中之流線分析可得水壓

$$\begin{aligned} u_{w1} &= \gamma_w (h_{p1} - z_{p1}) \\ u_{w2} &= \gamma_w (h_{p2} - z_{p2}) \\ \text{又 } \frac{\partial u_w}{\partial l} &= \frac{\gamma_w (h_{p1} - z_{p1}) - (h_{p2} - z_{p2})}{\Delta l} \\ &= \gamma_w \left\{ \frac{(h_{p1} - h_{p2})}{\Delta l} + \frac{(z_{p2} - z_{p1})}{\Delta l} \right\} \\ \gamma_w &= \left[\frac{\Delta H}{\Delta l} + \frac{\Delta z}{\Delta l} \right] = \gamma_w (i + \sin \theta_s) \end{aligned} \quad (3-25)$$

其中 i = 水力坡降

h_{p1} 、 h_{p2} 為滲流線上 1 點與 2 點之滲流水頭

z_{p1} 、 z_{p2} 為滲流線上 1 點與 2 點之滲流高程

已知在土體移動的瞬間，其 $\frac{\partial^2 S}{\partial t^2} = 0$ ，稱為臨界管湧狀態(Critical piping state)。

所以：

$$\gamma_w (i + \sin \theta_s) + S_d = (1 + \tan \bar{\phi}_{xz}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial x} + (1 + \tan \bar{\phi}_{zx}) \cdot \frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} + S_f + S_c - \gamma_{sat} \cdot \sin \theta_s \quad (3-26)$$

(3-26)式稱為臨界管湧方程式。

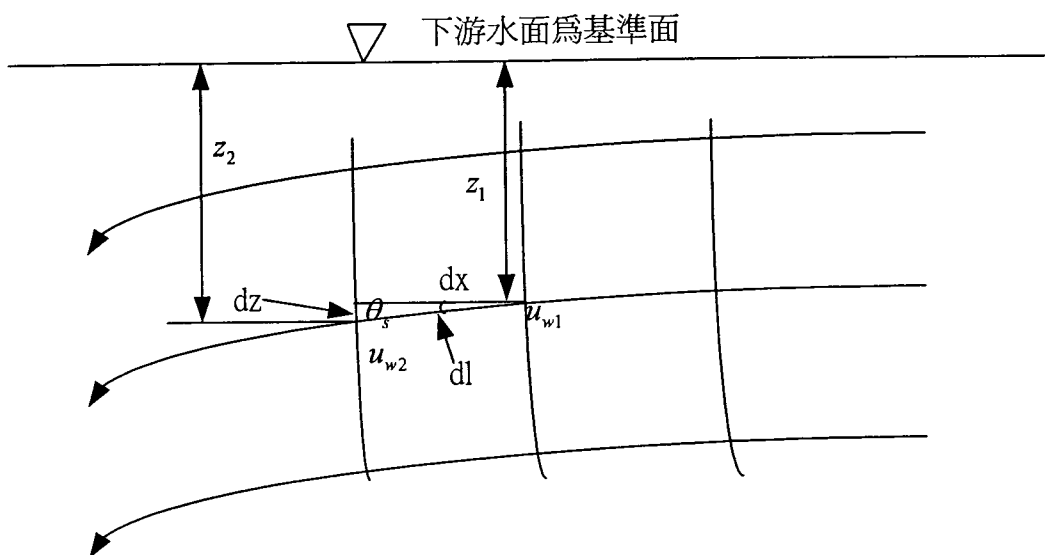


圖 3-20 滲流線、滲流水壓與滲流高程之關係圖

對於(3-26)之情況必須簡化其假設，才能使用於土體之分析中。

可以簡化如下：

1. 已知單位體積土壤團粒之表面總有效摩擦力可表示為：

$$\frac{\bar{f}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_f, \text{ 假設 } V = dx \cdot dy \cdot dz \text{ 為單位體積}$$

$$\text{取純量 } S_f = \frac{2\sqrt{f_x^2 + f_y^2 + f_z^2}}{V}$$

令 $k_x = k_y = k_0$ 為靜止土壓力係數

$$\bar{\phi}_{xy} = \bar{\phi}_{yz} = \bar{\phi}_{zx} = \bar{\phi}$$

$$\text{則 } S_f = \frac{2\sqrt{(\bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot A)^2 + (k_0 \cdot \bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot A)^2 + (k_0 \cdot \bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot A)^2}}{V}$$

$$S_f = 2\bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \sqrt{1 + 2k_0^2} \cdot \frac{A}{V} \quad (3-27a)$$

2. 已知單位體積土壤團粒之表面總有效凝聚力可表示為：

$$\frac{\bar{T}_v}{dx \cdot dy \cdot dz} = S_c, \text{ 假設 } V = dx \cdot dy \cdot dz \text{ 為單位體積}$$

取純量可得：

$$S_c = \frac{2\sqrt{T_x^2 + T_y^2 + T_z^2}}{V} = \frac{2\sqrt{(\bar{c} \cdot A)^2 + (\bar{c} \cdot A)^2 + (\bar{c} \cdot A)^2}}{V} = 2 \cdot \sqrt{3} \cdot \bar{c} \cdot \frac{A}{V} \quad (3-27b)$$

3. $\frac{A}{V}$ 為產生管湧之土壤團粒大小的函數，若是將土壤團粒視為

球體則 $\frac{A}{V} = \frac{4\pi r^2}{\frac{4}{3}\pi r^3} = \frac{3}{r}$ 則會使得 S_f 與 S_c 變得很大，所以沈茂松

(1994)將 $\frac{A}{V} = 1\left(\frac{1}{cm}\right)$ ，並認為這樣分析才有意義。

4. 在顆粒大小方面，對於土壤顆粒流失最大粒徑之定義，若是依照防止管湧之土層與濾層之及配標準，則可定為 D_{85} 。但是以 D_{85} 來說，這是針對土壩發生管湧之最大粒徑，對於現地堆積土層，是否以 D_{85} 來做為管湧的最大粒徑，則必須以實驗加以驗證。

5. 已知流體之黏滯力對土體所產生之拖曳力為 S_d ，又 $v_0 = \frac{ki}{n}$ ，

所以式(3-23)可改成：

$$S_d = \frac{18\mu \cdot k \cdot i}{n \cdot D^2}$$

其中 $i = \sin \theta_s$ 為水力坡降以 $\sin \theta_s$ 取代之；

D 為發生管湧之最大粒徑，其大小因為每一個研究區域的土壤特性並不相同，所以必須由實驗決定其發生管湧之最大粒徑，令為 D 。

$$\therefore S_d = \frac{18 \cdot \mu \cdot k \cdot \sin \theta_s}{n \cdot D^2}$$

6. 對於應力變量的考量，對於臨界管湧公式中的 $\frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x}$ 與 $\frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z}$ 可

以變成如下之型式：

$$\frac{\partial \bar{\sigma}_{zz}}{\partial z} = \frac{\partial \cdot \gamma_{sub} \cdot z}{\partial z} = \gamma_{sub} \cdot \frac{\partial z}{\partial z} = \gamma_{sub} = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

若假設管湧之土壤團粒近似方體或是球體元素，則 $\frac{\partial z}{\partial x} \cong 1$

$$\therefore \frac{\partial \bar{\sigma}_{xx}}{\partial x} = \frac{\partial k_0 \cdot \gamma_{sub} \cdot z}{\partial x} = k_0 \cdot \gamma_{sub} \cdot \frac{\partial z}{\partial x} \cong k_0 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

以上簡化後，最後臨界管湧之公式可變成：

$$\theta_{sc} = \sin^{-1} \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + S_f + S_c}{2\gamma_w + \frac{18\mu \cdot k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (3-28)$$

由以上的公式可推出臨界角 θ_{sc} ，若是滲流線之切線角 β 大於 θ_{sc} ，則堆積土層即將發生管湧。

3-4 實驗設計

3-4-1 實驗設計之原理

一般來說，對於地下水流動的解析解，大都是對含水層或是含水層系統作出可以說是嚴苛限制條件下所求得的。如果這些限制條件，能反映出實際含水層的主要特徵，那麼解析解是可以使用的。但是我們可以確定的是對於實際的含水層而言，通常都是非均質性，有著複雜的幾何邊界，因此不允許有太多的概化，所以解析解就難以使用。

為了解決這個問題，於是很多的學者專家便利用模擬的方式來研究複雜條件下地下水流動的規律。模擬的方式一般來說分為物理模型模擬(Physical modeling)與數值模式模擬(Numerical modeling)。物理模擬的方法很多，如滲流槽的模擬、連續介質的電模擬、窄縫槽模擬以及熱模擬等等。數值模擬主要有有限差分法或是有限元素法等。在近年來更有一派學者提出使用交合模型(Hybrid Model)來模擬，所謂之交合模型是指將物理模擬與數值模擬結合在一起，多用在河口感潮河段的模擬上。

利用滲流槽來模擬，就是將自然界的水文地質實體依照一定的比例縮小製成模型，然後對模型各種運動要素進行觀測，在將所觀測到的結果按一定的比例放大，就可以得到與自然界水文地質實體相對應的運動要素。限於滲流槽的製作費用比較高，因此僅僅能模擬一些比較簡單的水文地質問題。

3-4-2 滲流槽之設計

滲流槽本身是由槽首、槽身、槽尾等三部份所構成，如圖 3-21

所示。滲流槽尾設有一水箱，水箱本身則裝設有一進水口與一出水口。一般來說，考慮平面滲流問題，可以採用矩形滲流渠槽，若是要分析徑向滲流渠槽，則必須採用扇形或是圓形滲流渠槽。

由以上所述，滲流槽模擬是通過對模型中各運動要素進行觀測，其結果按照一定比例放大，以獲得與現地情況相對應之運動要素。因此，模型與現地滲流情況各種物理量間必須有一定的相似關係，這種比例關係是由以下三種條件來控制：

- a. 幾何相似
- b. 運動相似
- c. 動力相似

就本研究而言，僅考慮幾何相似以及運動相似，因為在動力相似部分必須要用到離心機原理來放大重力加速度，但是要做到相當困難，因此僅就幾何相似與運動相似進行考量。

根據一般土石流之發生紀錄考量發生影響因子，就無限邊坡來進行分析，認為土石流發生因素如下式：

$$f(\tan \phi, n, \rho_{\text{sat}}, \rho_s, \rho_w, g, D_{\text{max}}, q, h) \quad (3-29)$$

其中

- | | |
|---------------------------------|-------------------------------|
| ϕ = 顆粒間之靜態摩擦角, | g = 重力加速度, |
| n = 土體間之孔隙率, | D_{max} = 土壤顆粒之最大粒徑, |
| ρ_{sat} = 飽和土壤之單位重, | q = 單位寬度之流量, |
| ρ_s = 土壤顆粒之密度, | h = 水頭高, |
| ρ_w = 水之密度。 | |

用因次矩陣表示如下：

	$\tan \phi$	n	ρ_{sat}	ρ_s	ρ_w	g	D_{max}	q	h
M	0	0	1	1	1	0	0	0	0
L	0	0	-3	-3	-3	1	1	2	1
T	0	0	0	0	0	-2	0	-1	0

利用 Buckingham π Method 尋找 π 群可得：

$$\pi_1 = \tan \phi \quad (3-30)$$

$$\pi_2 = n \quad (3-31)$$

$$\pi_3 = \frac{\rho_{sat}}{\rho_w} \quad (3-32)$$

$$\pi_4 = \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (3-33)$$

$$\pi_5 = \frac{q}{\sqrt{gh^3}} \quad (3-34)$$

為了使得完全滿足模型之相似律要求，則模型之 π 群必須與原型之 π 群完全相等。因此可以滿足下列相似條件：

$$(\tan \phi)_m = (\tan \phi)_p \quad (3-35)$$

$$(n)_m = (n)_p \quad (3-36)$$

$$\left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} \right)_m = \left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} \right)_p \quad (3-37)$$

$$\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right)_m = \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} \right)_p \quad (3-38)$$

$$\left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}}\right)_m = \left(\frac{q}{\sqrt{gh^3}}\right)_p \quad (3-39)$$

針對以上因子進行討論：

1. 由(3-35)式可知，模型試驗之靜態摩擦角 ϕ 必須與現地之靜態摩擦角 ϕ 相同，此為材料因子相同。
2. 由(3-36)式可知，模型試驗之孔隙率必須控制與現地之孔隙率相同，此為材料因子相同。
3. 由(3-37)式可知，引發土石流之影響因子為水，而水密度雖會隨著溫度而改變，但是改變之幅度不大，因此可以視為相同。
4. 由(3-38)式可知，模型之土壤顆粒密度，必須與現地相同，因為所實驗之土樣，皆是從發生土石流的地點豐丘採回來的，因此土壤之顆粒密度可以控制相同。
5. 由(3-39)式可知，單位寬度流量 q 為誘發土體發生崩潰時，一項重要的影響因子，其改變為設計不同的水頭，使得流量增加，討論因為水力梯度的提高，而造成土體之不穩定，所以其決定之條件在於水頭高度 h 的增加。
6. 由周必凡(1991)[10]所建議，試體的寬度、厚度與最大粒徑 $D_{\max}$ 之比值必須大於 5，本次研究之模型尺寸為 100cm × 30cm × 30cm，而實驗最大粒徑為 38.1 mm，其比值為 7.87，所以尺度效應的問題可以減低而不予以考慮。

3-4-3 電導度觀測實驗之設計

在滲流實驗上要加上電導度之觀測，可說是研究上的一個新領域，我們非常希望能夠在土石流預警上有更進一步發展的新指標。根據第二章前人研究中 2-4 節，青木滋(1998) 在日本新瀉縣虫龜進行長期的地下水監測，發現當地滑災害發生，地下水中 EC 會提高，所以我們有興趣的是，是否，當邊坡土體受到滲流影響，沖蝕出細小顆粒時，會因為土體間摩擦而帶出一些原本吸附在土壤顆粒間的離子，進而使 EC 值提高。

本研究在滲流槽槽首部分，距開口端 10 公分處兩側各鑽出一個大小約 1 英吋的孔，一側放入電導度計，一側裝上一導水開關（如圖 3-21）（儀器在 3-5 節詳述）兩側位於同一平面。當實驗進行中，由導水開關導出水來作水質分析，另外，於出流處再利用第二枝電導度計量測沖蝕出試體 EC 值；再同步由自動資料蒐集器 Data Logger 紀錄兩電導度計所量測到發生變化之 EC 值

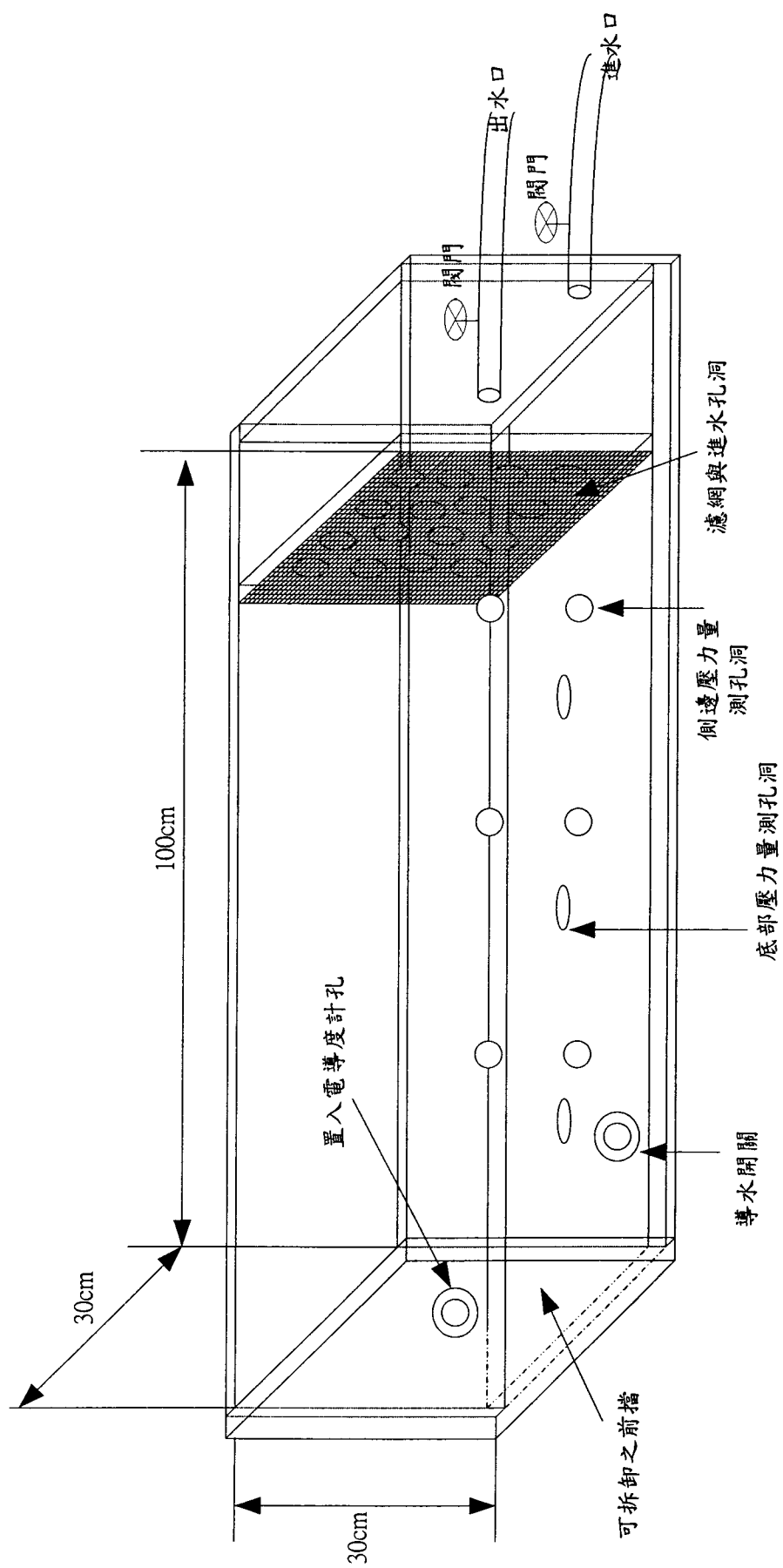


圖 3-21 滲流槽示意圖

3-5 儀器及土樣配置

3-5-1 儀器之裝置

為了模擬在不同之水力梯度、土體坡度下，土體滲流之沖蝕量及 EC 值，因此在實驗室儀器之架設，必須考慮有下列數項：

a. 供水系統：

本實驗是定水頭沖蝕試驗，因此保持固定的水力梯度，是為最重要的考量。依照定水頭實驗的精神，水頭高度不能超過土體本身的高度 30 cm，所以必須考慮小流量的沉水馬達。

實驗所採用的供水系統是將水頭由低水頭的地方抬升至高水頭，所使用之沉水馬達規格為

品牌：三星

操作規格：115 V, 50/60 Hz

最大功率：28 W

最大流量：12 l/min

最大高程：1.8 m

利用沉水馬達將水抽到儲水箱內，儲水箱的設計除了有一個出水口之外，另外裝置有一個溢流口，使多餘的水可以排除。在儲水箱出口到試驗模型的進水口之間利用塑膠軟管將之連接。為了使流量不致於過大，在試驗箱模型本身除了有進水口之外，另外設計有一個排水口以及一個水箱，排水口的設計是為了將多餘的水排掉，使得水頭保持在固定的高度；或是在實驗進行結束後，使水分迅速排除，以利清運。如圖 3-22 所示。

b. 量測系統：

本實驗所要量測的數據包括有：

1. 總水頭高
2. 沖蝕量
3. 實驗時間
4. 土體內部之水壓變化
5. 土體底部 EC 值變化
6. 沖蝕出試樣 EC 值變化

總水頭高度量測部分，利用直尺由底部往上量測，計算出總水頭高，再扣除模型基準高程，便可以得到土體受壓之水頭高度。

沖蝕量部分，土體一端受水壓，一端是屬於開放狀態，因此必須在開口端裝置一土壤盛箱，以接住因為土體因為水力梯度而產生的沖蝕量（如圖 3-23 所示）。

實驗時間以碼錶量測，確定土體因管湧後土體受重力發生崩潰之時間。

土體內部之水壓變化部分，是在試驗模型本身所鑽的九個孔洞，利用水壓計量得；在底部有三個孔洞，位置是在試驗模型的中間，左右各距離 15 cm，前後各距離 30 cm；在側面有六個孔洞，位置分別是上下各距離 10 cm，前後各距離 30 cm（如圖 3-24 所示）。量測水壓的陶瓷介質為一每孔徑只可以容納 3 個水分子之水壓計；當擺入土體中有水時，其水便會流入陶瓷介質中，土壤顆粒不會流入，因此可以避免甲護作用(armoring effect)。再利用透明塑膠軟管連接陶瓷介質與測壓管，讀取測壓管上的讀數，便可以得到土體本身的水頭高度，用以量測土體本身水壓的變化。

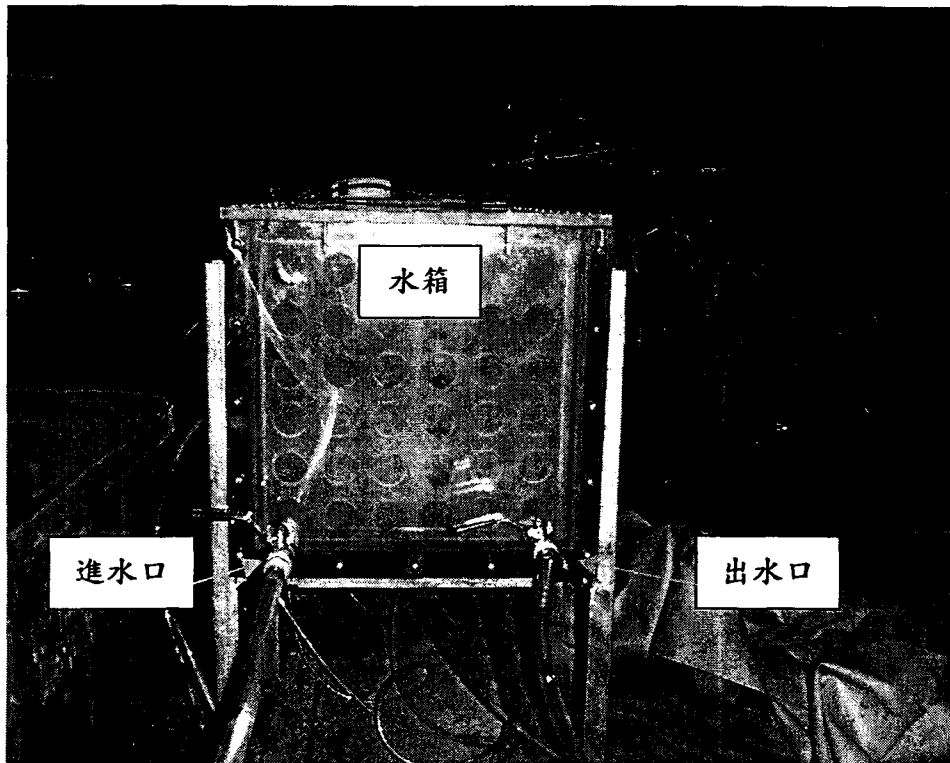


圖 3-22 實驗水槽（從供水處看過去）

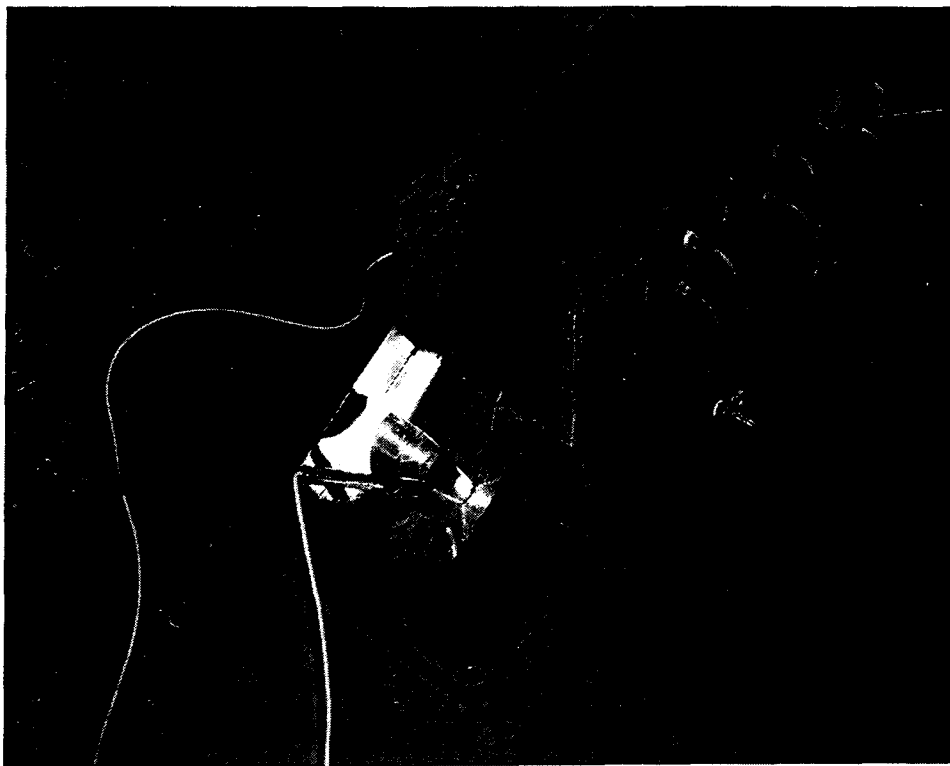


圖 3-23 開口端之土壤盛箱

土體底部與沖蝕出試樣 EC 值變化部分，所使用的電導度計(EC Sensor)(如圖 3-25)與自動資料蒐集器(Data Logger)(如圖 3-26)規格為：

EC Sensor

品牌：Global Water Quality (WQ301)

操作規格：12V DC

操作溫度：-40°~+55°

尺寸重量：1" × 8" , 1 lb

量測範圍：0 - 5,000 micro mhos

精確度：0.01 micro mhos

Data Logger

品牌：Earth Ground (DT12)

操作規格：P12RB AC/DC 兩用電源模組

操作溫度：-25°~+50°

處理單元：8 位元運算處理器

記憶容量：128K FLASH 及 128K SRAM

在實驗過程中，利用兩組電導度計分別量測土體中及所沖蝕出試樣之電導度值，兩組電導度計皆由一台自動資料蒐集器將數據收進來，再由 E&E232C 轉接介面接入電腦，由軟體 PC208W 做控制端，操控所需執行之動作。

土體底部量測（簡稱土中）這組在裝設上較為困難，裝設位置為距離出流口側面 10 cm，高 5 cm。同一位置之另一側，有一導水開關（如圖 3-27），可在需要時蒐集水樣。示意圖如圖 3-23。

沖蝕出試樣量測（簡稱土外）這組則利用導水板導入沖蝕的同時量測 EC 值（如圖 3-23）。

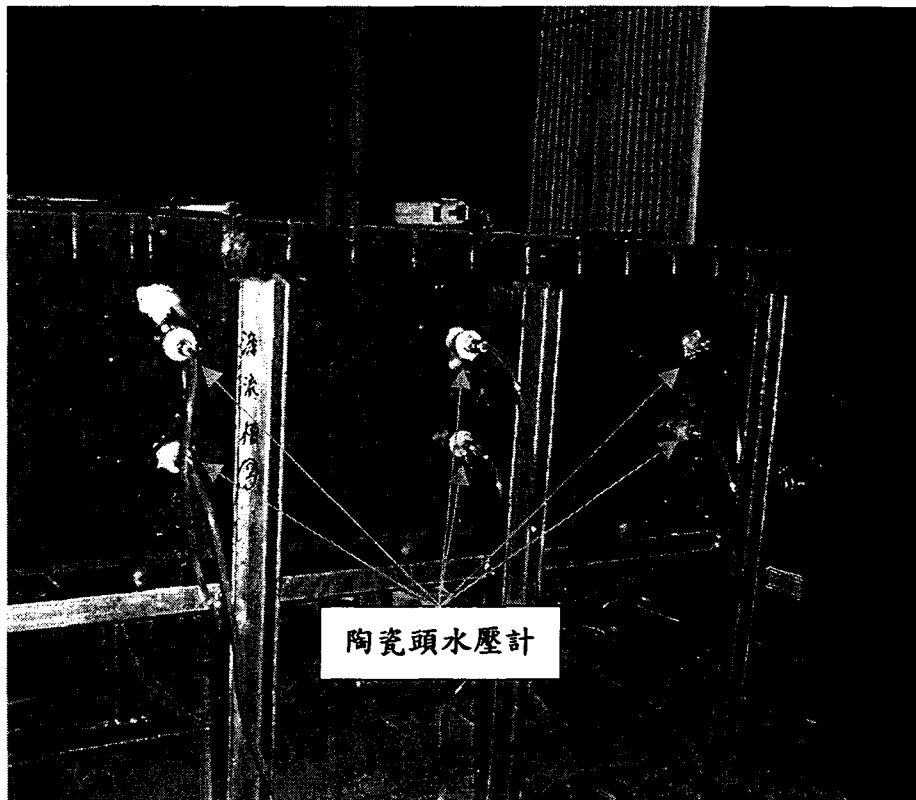


圖 3-24 陶瓷介質水壓計

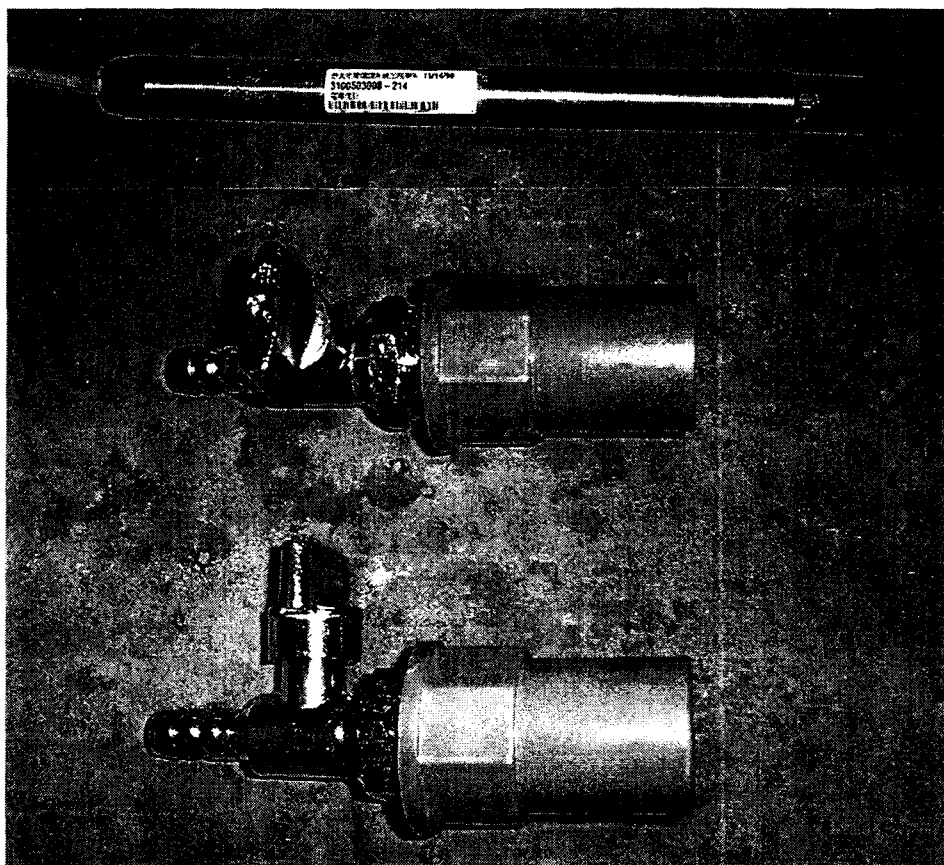


圖 3-25 EC Sensor 及導水開關

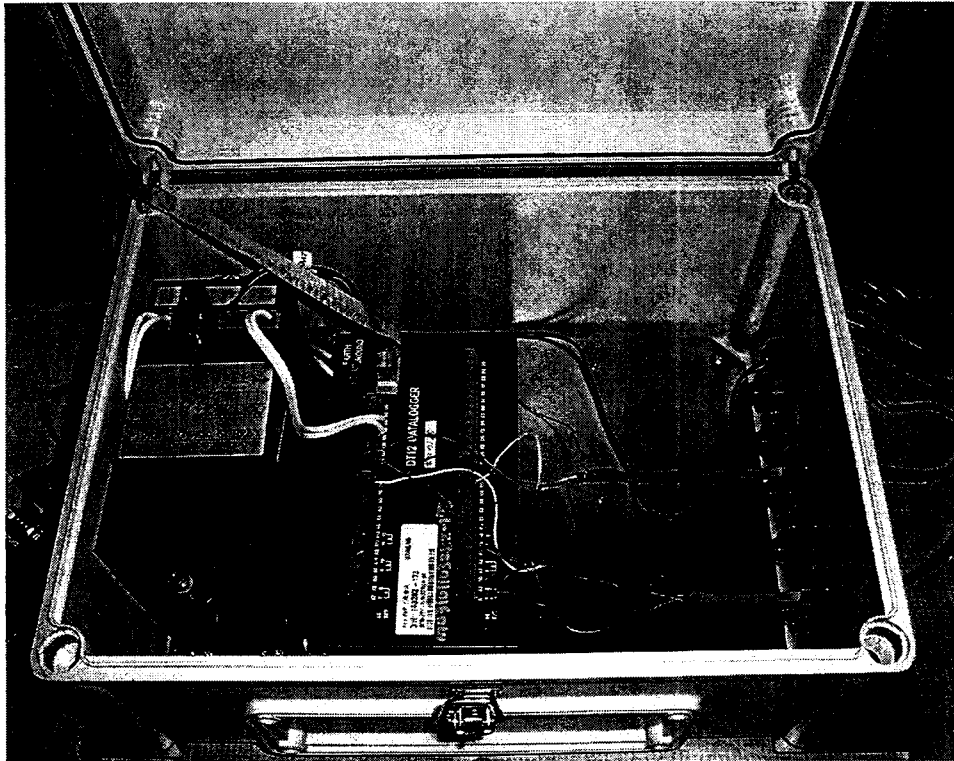


圖 3-26 Data Logger 中，連接兩組 EC Sensor

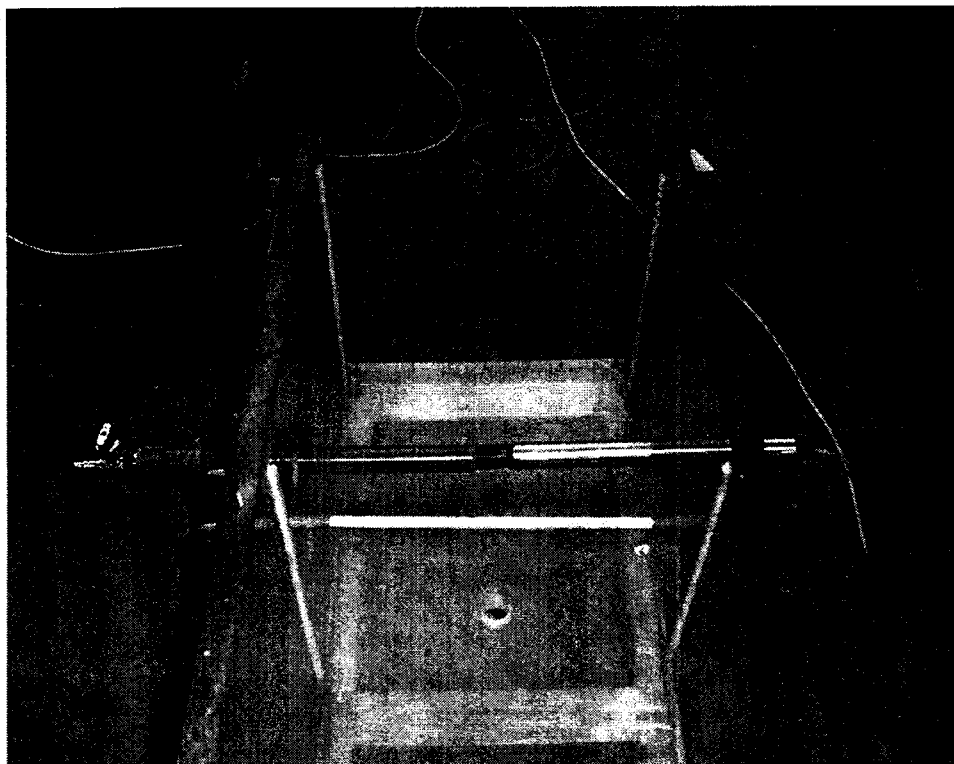


圖 3-27 實驗示意圖

3-5-2 試樣之配置

依照縮小級配之精神，將現地採樣所得之現地級配曲線，利用等重量替代法縮小級配曲線，等重量替代法之原則為 #4 以下比例保持不變，#4 以上則依照最大通過粒徑，將其曲線移動所欲選擇之最大粒徑，在最大粒徑和通過 #4 百分比之間用一曲線連接，如此便可以得到現地之縮小級配曲線，圖 3-28 所示。

接著計算試驗模型之體積(0.09 m^3)，現地之乾密度，再利用所求之縮小級配曲線，如此便可以得到每一個標準篩號上之累積重量。另外，以含水量可得到所須配置之總水重，最後將之混合在一起攪拌均勻，覆蓋住後靜置三天，使得土壤得以充分的養護，讓水分均勻地將土壤濕潤；最後將攪拌好的土體取出約 500g 之土樣求其含水量，檢查含水量是否有接近現地含水量，若是差太多，則重新配置土樣。其配置土樣重量如表 3-3 所示。

試樣準備好以後，以定體積夯實法之方式將土體夯入滲流槽內部，分五層夯實，要求乾密度保持與現地一致，不另外計算夯實能量，如圖 3-29。為了避免上層的夯實不足，因此就上層夯實部分加上一特製鐵模，套在滲流槽頂端，將土樣全部裝入鐵模內，繼續夯實。在夯實完成後，接著將頂部多餘的土壤利用鐵尺以及毛刷刮除乾淨，使得上端保持平整。接著，將滲流槽頂部加蓋並且利用螺絲旋緊固定，用以防止水溢流至滲流槽外。頂部加蓋處與滲流槽本身黏有橡皮墊片，可以防止水從縫隙中流走，如圖 3-30；另外為了加強防水效果，在所有接縫處，皆塗上透明的矽膠，用以加強防水效果。

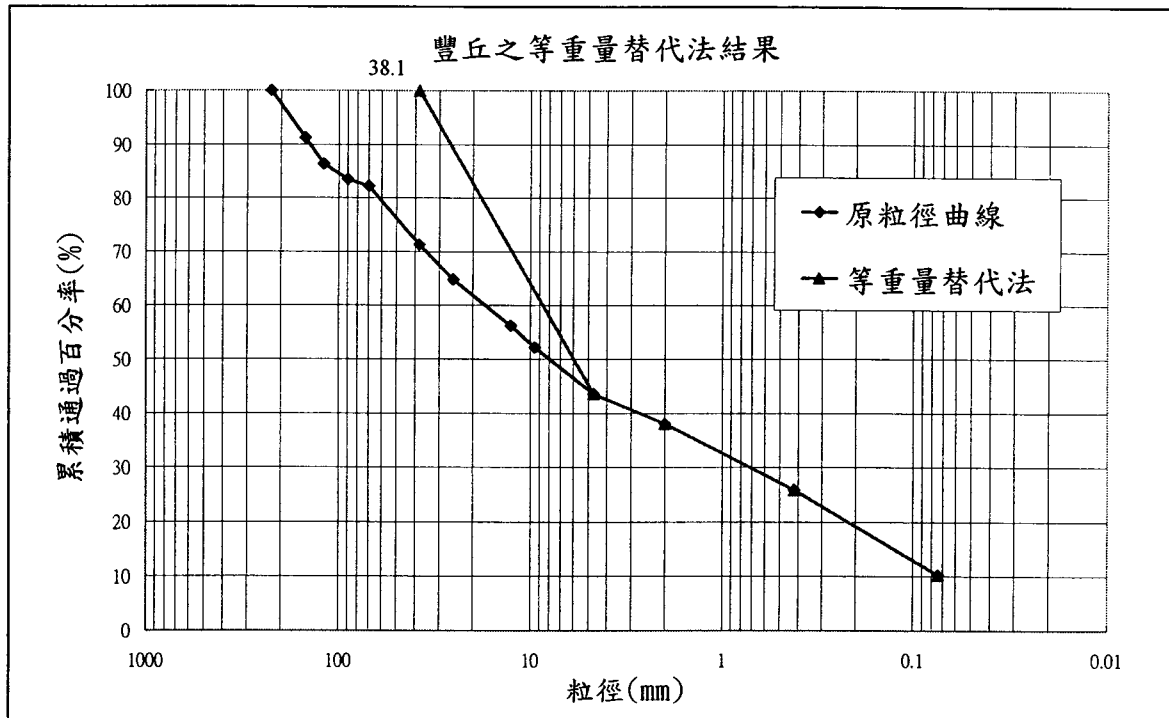


圖 3-28 等重量替代法結果

表 3-3 配置土樣及配水重量數據

項目	數據	項目	數據
乾密度	1.670 t/m ³	含水量	9.62 %
實驗總乾土重	150.3 kg	配水重	14.46 kg
1.5" 篩	0.00 kg		
1" 篩	16.68 kg		
1/2" 篩	26.90 kg		
3/8" 篩	12.02 kg		
#4 篩	29.24 kg		
#10 篩	8.26 kg		
#40 篩	18.31 kg		
#200 篩	23.48 kg		
#200 篩以下	15.41 kg		

潰，但也有一段穩定的時間。其三個坡度之結果如圖 4-2(a)、4-2(b)、4-2(c)所示。由圖，比較各個坡度不同水力梯度下之平均流量，在水力梯度 0.2 時，平均流量約為 1.3 L/min；水力梯度 0.3 時，平均流量約為 2.0 L/min；水力梯度 0.45 時，平均流量約為 2.5 L/min；水力梯度 0.6 時，平均流量約為 4.5 L/min；此外，我們可以以平均流量來計算滲透性係數 K ；配合 4-1-4 之圖 4-7、4-8、4-9，畫出流線網網格(Flow Net)，計算得到結果如下表；由此可以檢驗每次實驗條件皆控制在可信範圍內。

表 4-1 計算出之滲透性係數 K (cm/s)

現地	0.120		
	坡度 45 度	坡度 60 度	坡度 75 度
水力梯度 0.2	0.116	0.124	0.109
水力梯度 0.3	0.131	0.144	0.136

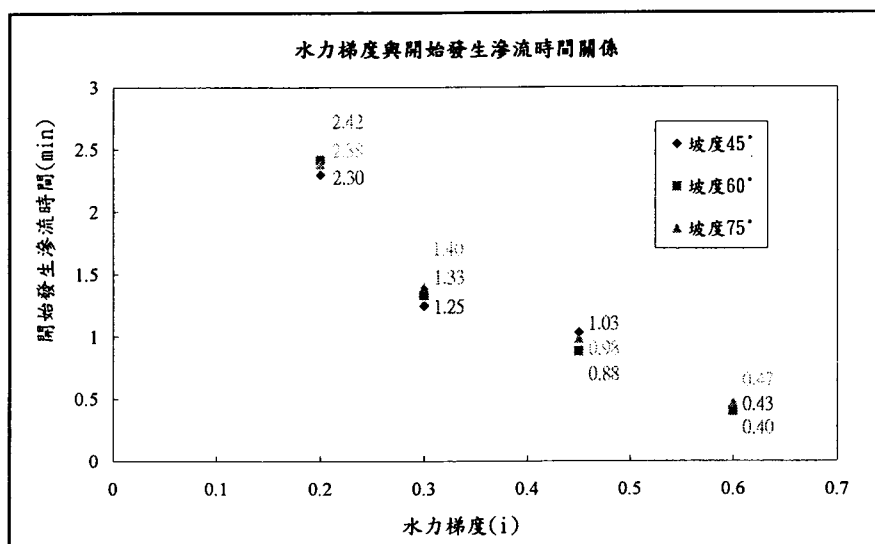


圖 4-1 水力梯度與開始發生滲流時間關係

第四章 結果與討論

實驗結果分兩大部分，其一為 4-1 滲流實驗討論，另一部份為 4-2 電導度實驗討論。

4-1 滲流實驗

滲流試驗，針對土體在不同之水力梯度、坡度變化下，觀察土體因受滲流之影響而產生沖蝕、崩潰之現象。水力梯度設計採用 0.2、0.3、0.45、0.6 四種；坡度設計則採用 45° 、 60° 、 75° 三種。

4-1-1 流量分析

在進水口閘門一開時，水位迅速到達所設計之水頭高度，若是以開閘為時間計時起始點，則流量會隨著時間而趨於穩定，這是因為試體本身長度為 100 cm，所以水流到土體開放端之時間也會隨著梯度的不同而改變，如圖 4-1 所示。由圖可知，主要影響結果的因子為水力梯度，三個坡度對於結果並無太大差別，水力梯度 0.2 時，時間約為 2 分 20 秒；水力梯度 0.3 時，時間約為 1 分 18 秒；水力梯度 0.45 時，時間約為 1 分鐘；水力梯度 0.6 時，時間約為 24 秒。

當水流至開放端，利用水箱將流出的土石液體收集，經秤重後烘乾，所被烘乾的水重（假設水密度為 1 g/cm^3 ）再除以收集時間可得到平均流量。

就實驗的觀察所得，低水頭之實驗進行約過了一個小時左右就會趨於穩定，因為水將土壤之孔隙填滿，使得土體達到飽和狀態，所以流量變得穩定；高水頭之實驗流量較大，實驗未達一小時就發生崩

潰，但也有一段穩定的時間。其三個坡度之結果如圖 4-2(a)、4-2(b)、4-2(c)所示。由圖，比較各個坡度不同水力梯度下之平均流量，在水力梯度 0.2 時，平均流量約為 1.3 L/min；水力梯度 0.3 時，平均流量約為 2.0 L/min；水力梯度 0.45 時，平均流量約為 2.5 L/min；水力梯度 0.6 時，平均流量約為 4.5 L/min；此外，我們可以以平均流量來計算滲透性係數 K ；配合 4-1-4 之圖 4-7、4-8、4-9，畫出流線網網格(Flow Net)，計算得到結果如下表；由此可以檢驗每次實驗條件皆控制在可信範圍內。

表 4-1 計算出之滲透性係數 K (cm/s)

現地	0.120		
	坡度 45 度	坡度 60 度	坡度 75 度
水力梯度 0.2	0.116	0.124	0.109
水力梯度 0.3	0.131	0.144	0.136

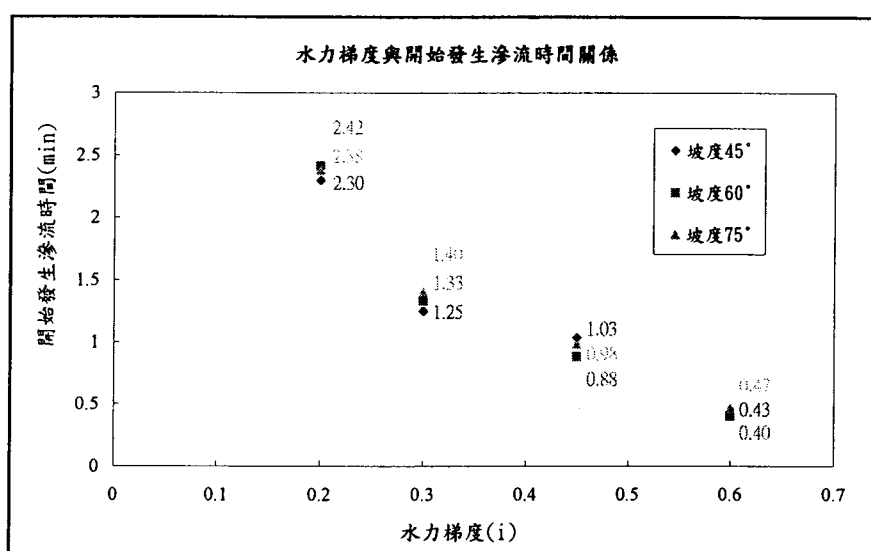


圖 4-1 水力梯度與開始發生滲流時間關係

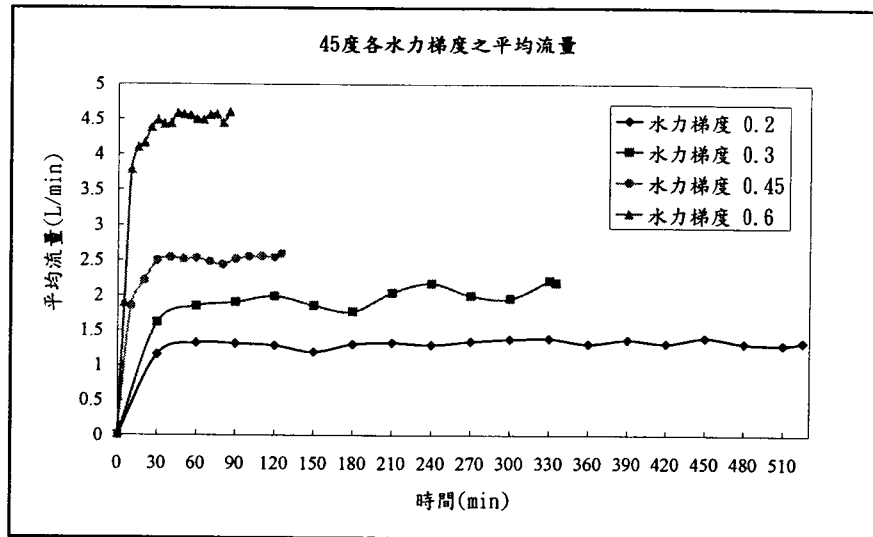


圖 4-2(a) 45 度各水力梯度之平均流量

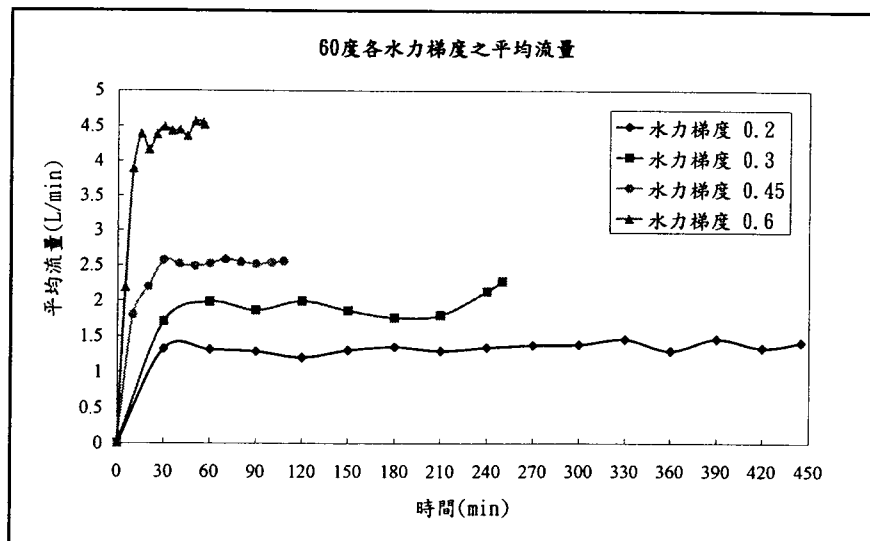


圖 4-2(b) 60 度各水力梯度之平均流量

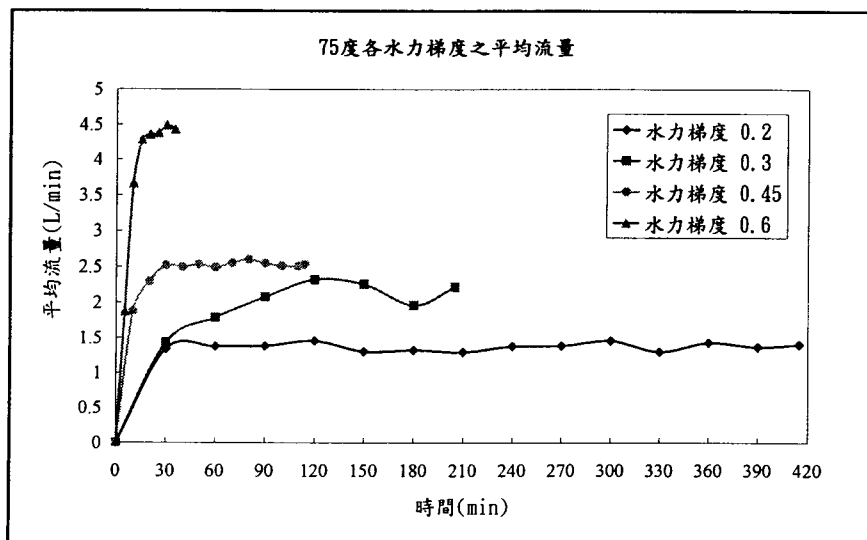


圖 4-2(c) 75 度各水力梯度之平均流量

4-1-2 沖蝕量分析

透過滲流槽開放端下方所收集的水箱，可以收集到土體所沖蝕出之土石液體；利用烘箱烘乾水分後，即可得到沖蝕量。

在較小的水力梯度下，沖蝕量會越來越穩定；但是在較大的水力梯度下則會先維持一段穩定的沖蝕量，直到土體發生管湧後進而崩潰，沖蝕量會不斷的上升；這代表土體無法承受大水力梯度的沖蝕。由圖 4-3(a)、4-3(b)、4-3(c)可以知道各坡度在不同梯度下之單位時間沖蝕量。

因為當土體受到水力梯度時，土體細顆粒部分（通過 #4 號篩的土粒）不斷地被沖蝕掉，造成支撐土體粗顆粒部分（大於#4 號篩的土粒）之間的孔隙因為沒有這些細顆粒填充，造成結構上之不穩定，也就會有崩潰情形發生。在判斷管湧的情況而言則是以土體若有局部的破壞管湧的發生，即判斷土體之結構發生不穩定，因為在局部破壞之後，土體本身的滲流長度會縮短，造成水力梯度提高，更是增加其管湧之危險。

本次的研究，求出臨界的水力梯度為其重點之一，所以將水力梯度與單位時間沖蝕量做一比較，其結果如圖 4-4(a)、4-4(b)、4-4(c)所示。從圖上可以得知，在達到某一臨界狀態之後，其沖蝕量會突然的變大，呈現出指數性的增加。利用做圖的方式連接水力梯度 0.2、0.3 兩點成一直線，0.45、0.6 兩點成一直線，兩線交點之橫座標即為臨界水力梯度。其結果顯示臨界水力梯度在坡度 45 度時為 0.416、坡度 60 度時為 0.413、坡度 75 度時為 0.383。

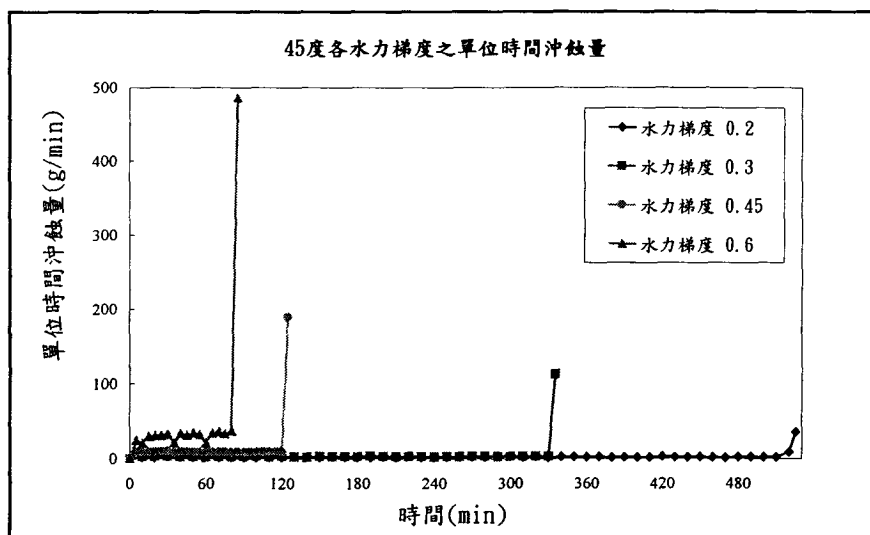


圖 4-3(a) 45 度各水力梯度之單位時間沖蝕量

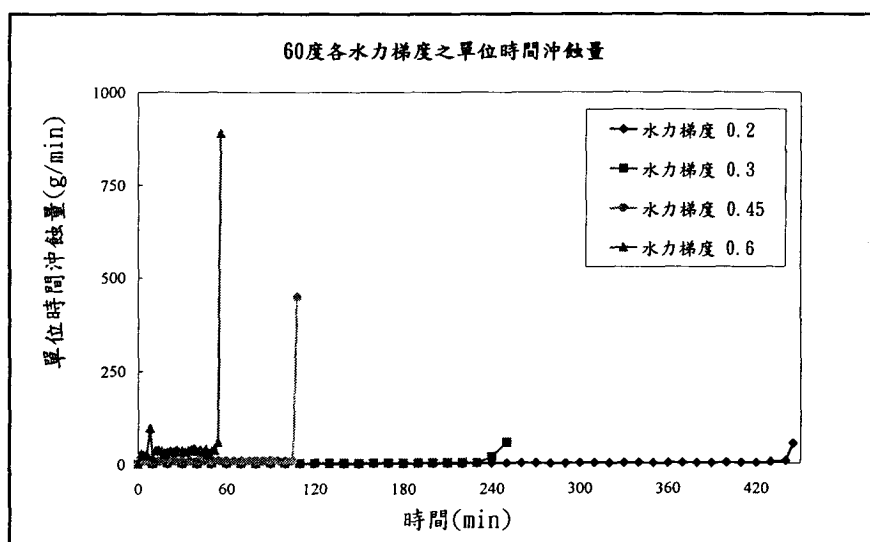


圖 4-3(b) 60 度各水力梯度之單位時間沖蝕量

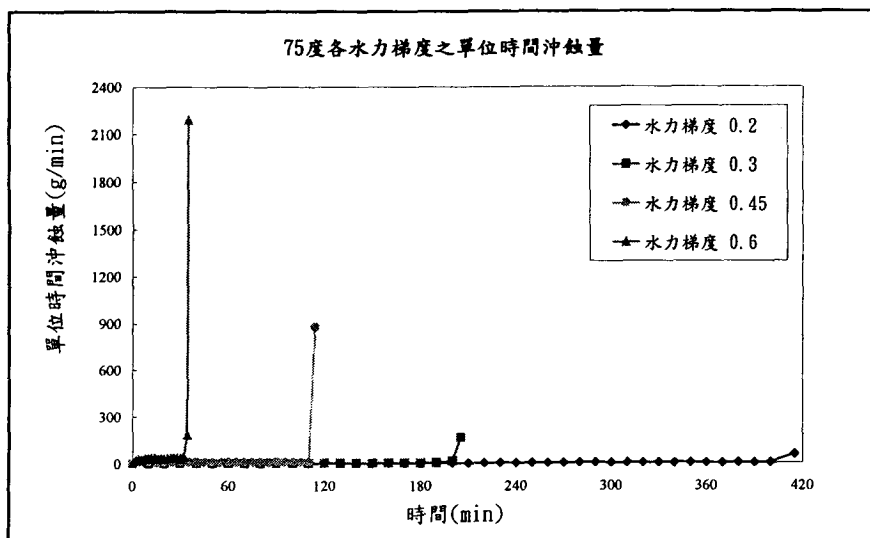


圖 4-3(c) 75 度各水力梯度之單位時間沖蝕量

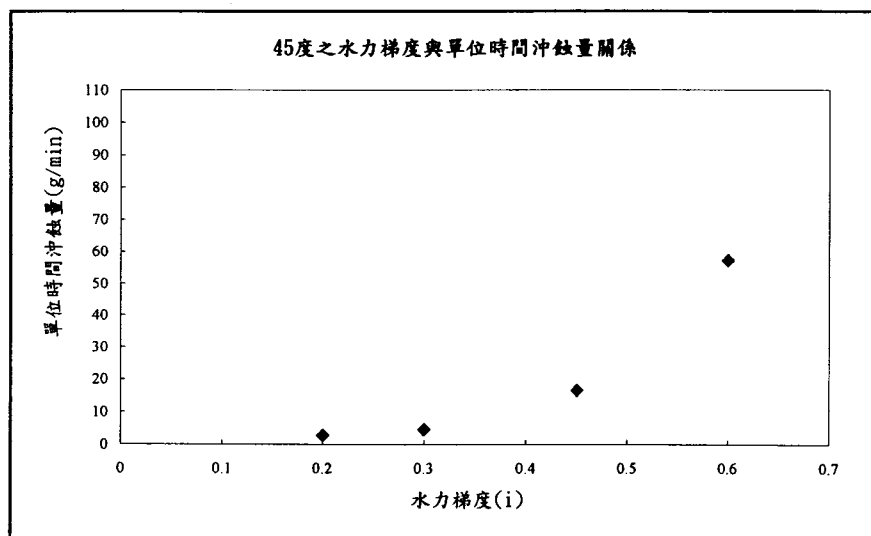


圖 4-4(a) 45 度水力梯度與單位時間沖蝕量之關係

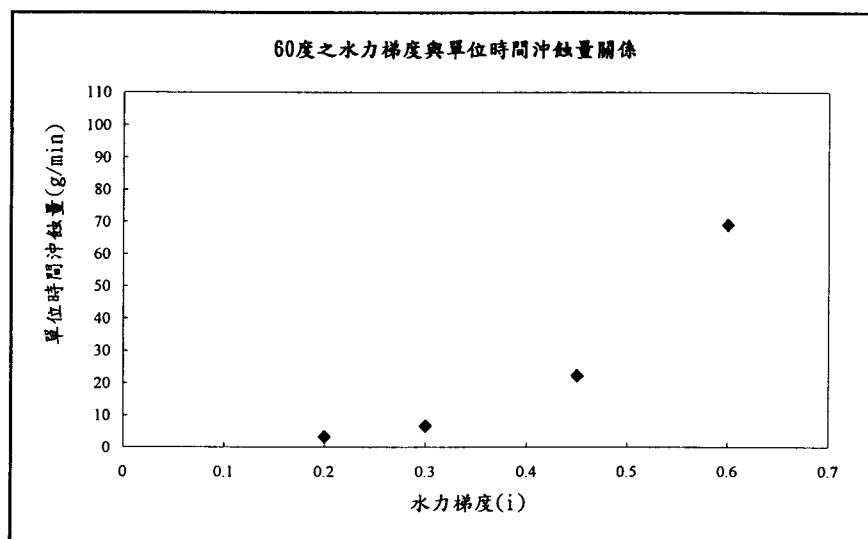


圖 4-4(b) 60 度水力梯度與單位時間沖蝕量之關係

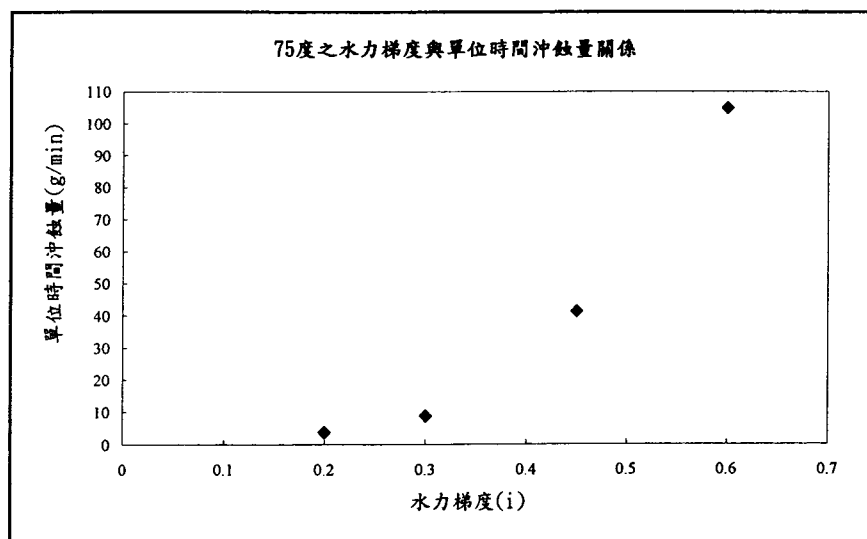


圖 4-4(c) 75 度水力梯度與單位時間沖蝕量之關係

4-1-3 實驗後之粒徑分佈與破壞情形

在實驗結束後，取出滲流槽的土體烘乾重新過篩，再次分析其粒徑分佈曲線；如圖 4-5(a)、4-5(b)、4-5(c)所示。由於相較於實驗前之土體而言，所沖蝕出之細粒料實在比例太小，圖形上分辨不易，所以另列一表 4-1，說明沖蝕量。

沖蝕後之粒徑分佈曲線，對於粗粒料(> #4 篩)部分之粒徑分佈曲線改變量並不大，甚至可以說是沒有改變，但是對於細粒料(< #4 篩)而言，其改變的幅度比較大，因此可以得知在整個土體的達到臨界管湧的時候，主要沖蝕的部分，以細粒料為主，雖然粗粒料並沒有被沖蝕掉，但是隨著細粒料的流失，使得土體本身的結構不穩定。也就是說原本填充於粗粒料間的細粒料被沖蝕後，土體的孔隙變大，變得無法支撐土體，而發生崩潰，破壞情形如圖 4-6(a)、4-6(b)。

表 4-2 沖蝕前後各粒徑重量分佈（坡度 45 度）（單位：公斤）

	實驗前	梯度 0.2	沖蝕量	梯度 0.3	沖蝕量	梯度 0.45	沖蝕量	梯度 0.6	沖蝕量
1.5" 篩	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1" 篩	16.683	16.681	0.002	16.679	0.004	16.680	0.003	16.680	0.003
1/2" 篩	26.904	26.800	0.104	26.889	0.015	26.823	0.081	26.886	0.018
3/8" 篩	12.024	12.022	0.002	12.021	0.003	12.018	0.006	12.016	0.008
#4 篩	29.237	29.199	0.037	29.116	0.121	29.010	0.227	28.598	0.639
#10 篩	8.257	8.251	0.007	8.198	0.059	8.214	0.043	7.986	0.271
#40 篩	18.308	17.985	0.323	17.501	0.807	17.619	0.689	17.416	0.892
#200 篩	23.476	22.987	0.489	22.778	0.698	22.818	0.658	22.619	0.857
#200 篩 以下	15.411	14.850	0.561	14.108	1.303	14.268	1.143	13.184	2.227

表 4-2 沖蝕前後各粒徑重量分佈（坡度 60 度）（續）

	實驗前	梯度 0.2	沖蝕量	梯度 0.3	沖蝕量	梯度 0.45	沖蝕量	梯度 0.6	沖蝕量
1.5" 篩	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1" 篩	16.683	16.681	0.002	16.680	0.003	16.674	0.009	16.620	0.063
1/2" 篩	26.904	26.800	0.104	26.889	0.015	26.843	0.061	26.900	0.004
3/8" 篩	12.024	12.022	0.002	12.021	0.003	12.005	0.019	12.023	0.001
#4 篩	29.237	29.230	0.007	29.185	0.052	29.195	0.042	29.233	0.004
#10 篩	8.257	8.250	0.007	8.112	0.145	8.181	0.076	8.251	0.006
#40 篩	18.308	17.985	0.323	17.468	0.840	17.665	0.643	17.985	0.323
#200 篩	23.476	22.987	0.489	22.888	0.588	22.788	0.688	22.368	1.108
#200 篩 以下	15.411	14.837	0.574	14.846	0.565	13.849	1.562	13.025	2.386

4-2 沖蝕前後各粒徑重量分佈（坡度 75 度）（續）

	實驗前	梯度 0.2	沖蝕量	梯度 0.3	沖蝕量	梯度 0.45	沖蝕量	梯度 0.6	沖蝕量
1.5" 篩	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000
1" 篩	16.683	16.669	0.014	16.679	0.004	16.617	0.066	16.680	0.003
1/2" 篩	26.904	26.902	0.002	26.899	0.005	26.781	0.123	26.896	0.008
3/8" 篩	12.024	12.018	0.006	12.011	0.013	11.798	0.226	11.996	0.028
#4 篩	29.237	29.233	0.004	29.216	0.021	29.188	0.049	29.208	0.029
#10 篩	8.257	8.224	0.033	8.256	0.001	8.212	0.045	8.112	0.145
#40 篩	18.308	17.896	0.412	18.268	0.040	17.268	1.040	17.159	1.149
#200 篩	23.476	23.225	0.251	22.826	0.650	22.258	1.218	22.369	1.107
#200 篩 以下	15.411	14.449	0.962	14.335	1.076	13.387	2.024	14.165	1.246

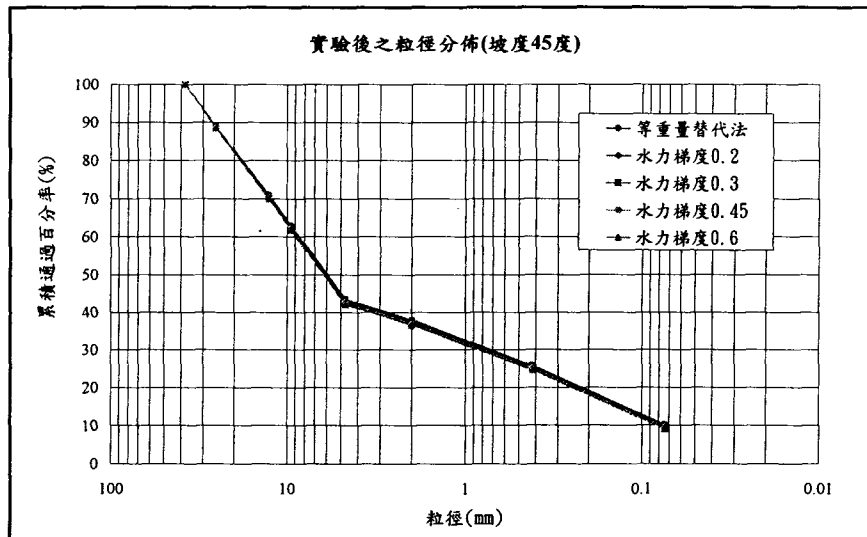


圖 4-5(a) 45 度各水力梯度實驗後之粒徑分佈

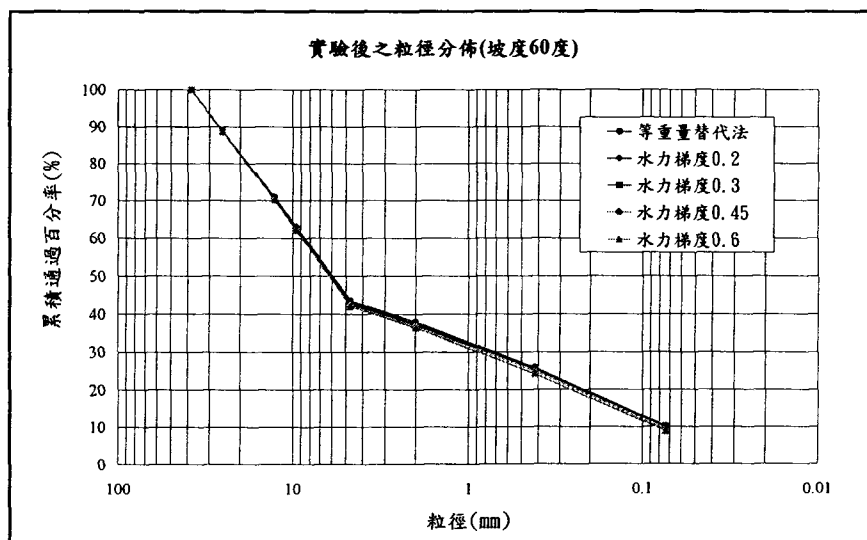


圖 4-5(b) 60 度各水力梯度實驗後之粒徑分佈

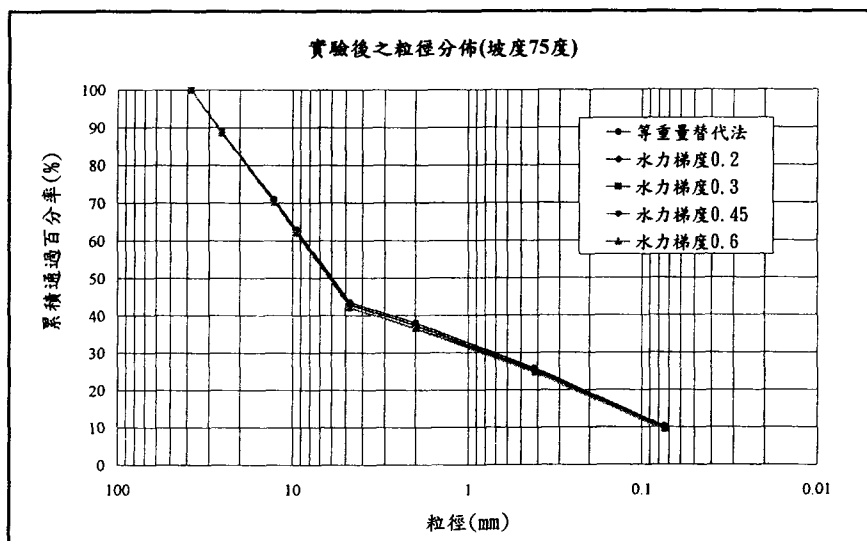


圖 4-5(c) 75 度各水力梯度實驗後之粒徑分佈



圖 4-6(a) 坡度 75 度水力梯度 0.6 實驗後破壞情形

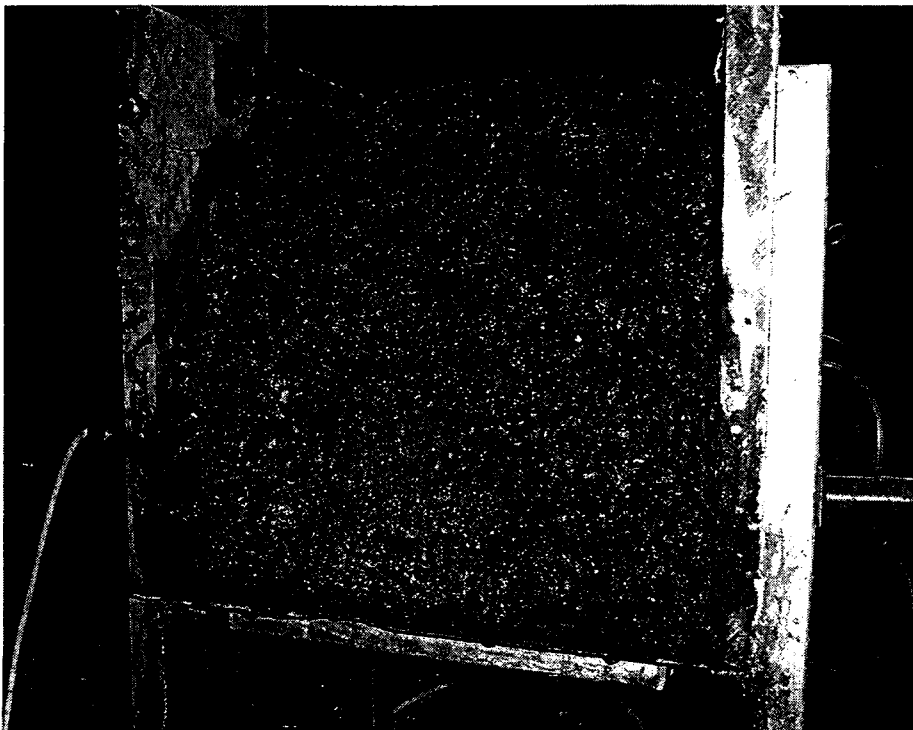


圖 4-6(b) 坡度 60 度水力梯度 0.6 實驗後破壞情形

4-1-4 總水頭變化分析

在進行滲流沖蝕實驗的同時紀錄水位的變化，其結果取最高滲流曲線如圖 4-7(a)~4-9(b)所示。進行結果之分析：

- a. 在進行高水頭試驗（水力梯度為 0.6）的時候，因為陶瓷頭水壓計本身反應不夠迅速，所以無法很正確反應出真正的自由液面高，所以無法進行討論。
- b. 在滲流實驗進行時，並非一開始就會反應出其應該有的總水頭高度，必須經過一段時間後，其總水頭水位才能正確的反應出應該有的水位高度。
- c. 實驗若進行超過一小時以上，其水位變化不大，而測壓管之值會趨近於一致，並形成包絡線；水則是在這曲線下流動，如此可以研判土體應該達到飽和狀態。
- d. 以同一水力梯度的觀點來看，不同角度之最高滲流曲線差別不大，只有在出水高上有所差別。

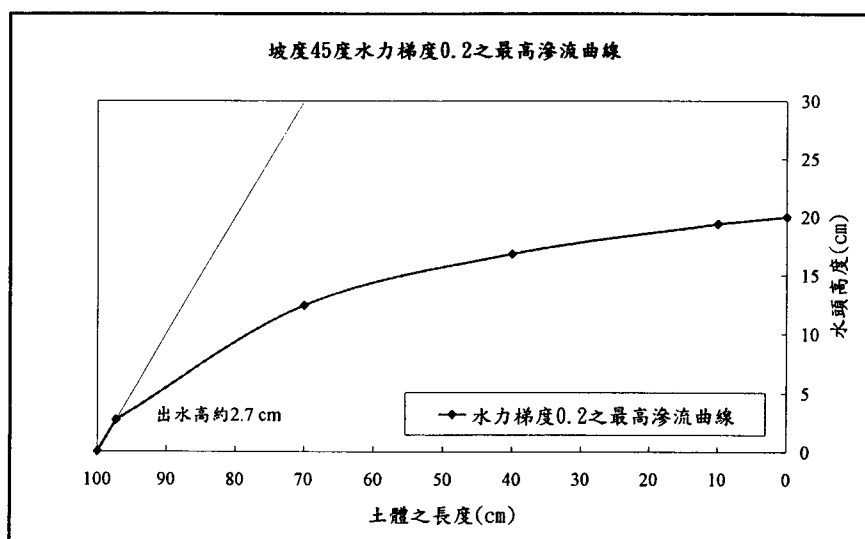


圖 4-7(a) 坡度 45 度水力梯度 0.2 之最高滲流曲線

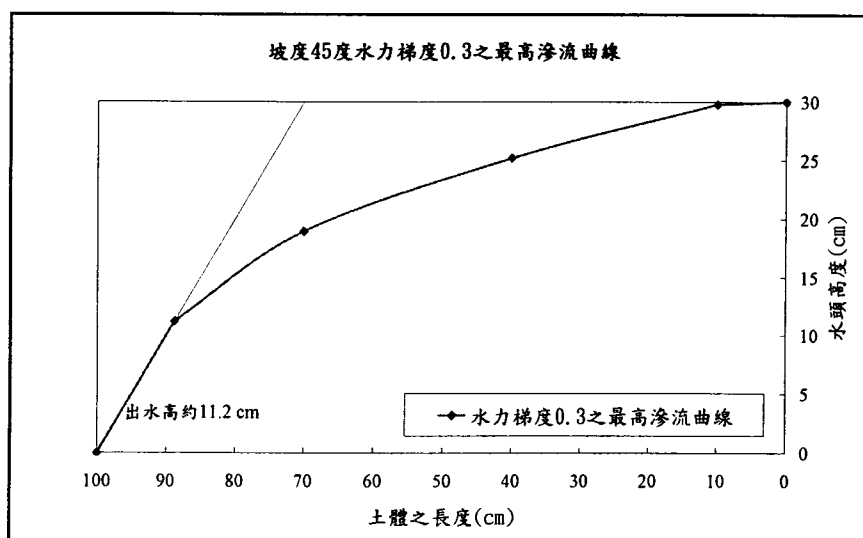


圖 4-7(b) 坡度 45 度水力梯度 0.3 之最高滲流曲線

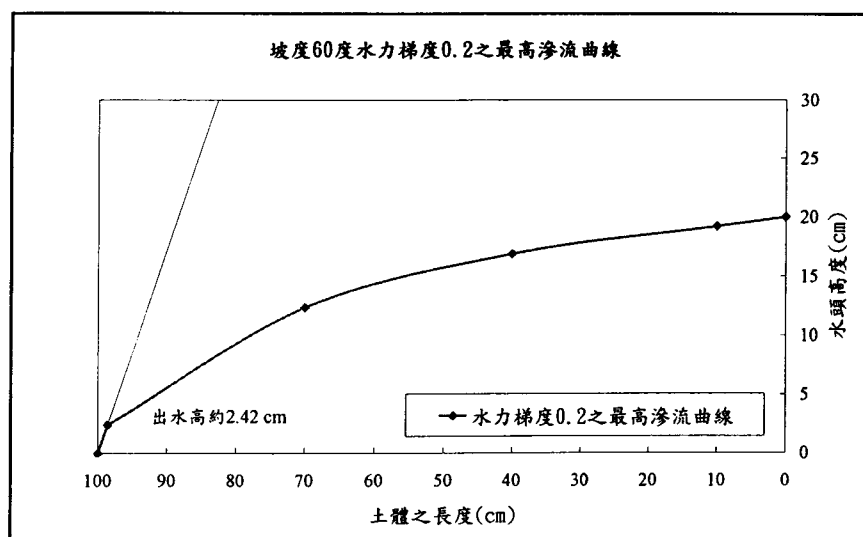


圖 4-8(a) 坡度 60 度水力梯度 0.2 之最高滲流曲線

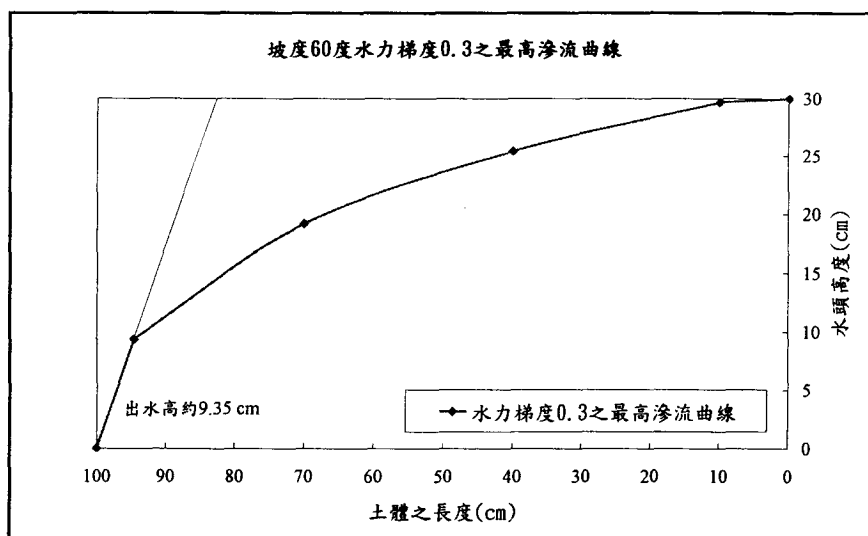


圖 4-8(b) 坡度 60 度水力梯度 0.3 之最高滲流曲線

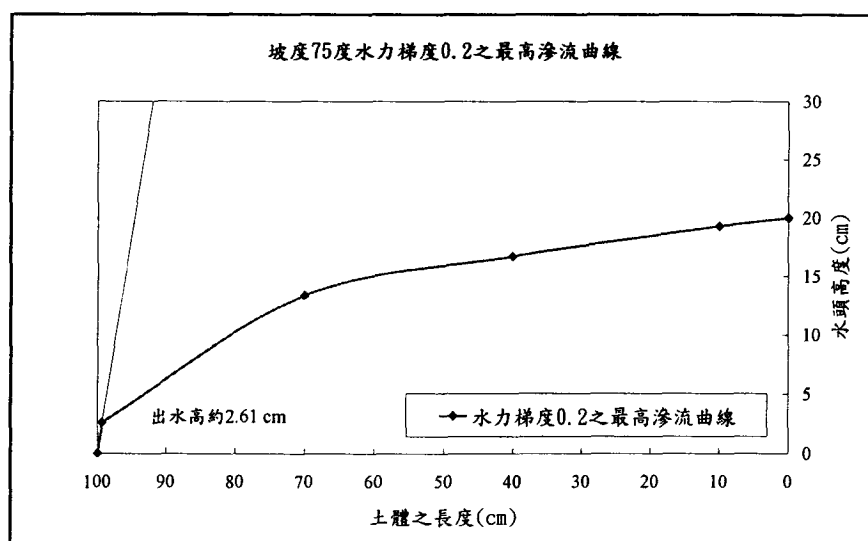


圖 4-9(a) 坡度 75 度水力梯度 0.2 之最高滲流曲線

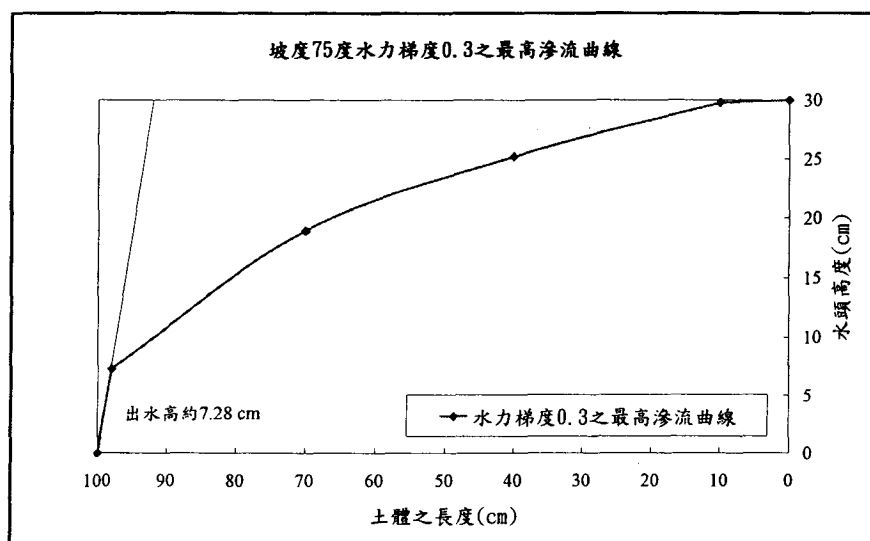


圖 4-9(b) 坡度 75 度水力梯度 0.3 之最高滲流曲線

4-1-5 管湧分析

首先，假設管湧發生前，其土壤團粒之間因滲流侵蝕的情況下，接觸面積只剩下一半；因此，顆粒單位體積表面總有效摩擦力 S_f 與表面總有效凝聚力 S_c 之總表面積必須考慮減少一半，因此 S_f 與 S_c 可以表示為 S_{fh} 與 S_{ch} 。已知式 3-27a、3-27b：

$$S_f = 2\bar{\sigma}_v \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1+2k_0^2} \cdot \frac{A}{V} \quad (3-27a)$$

$$= 2 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1+2k_0^2} \cdot \frac{A}{V}$$

$$= 2 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1+2k_0^2} \cdot 1$$

$$\therefore S_{fh} = \frac{1}{2} S_f = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot D \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1+2k_0^2} \quad (4-1)$$

式中， σ_v 為取一土粒 D_{85} 之垂直有效應力，此土粒是第一個被帶走的有效粒徑。所以 D_{85} 可以定義為管湧發生時之最大有效粒徑。另外：

$$S_c = 2\sqrt{3} \cdot \bar{c} \cdot \frac{A}{V} \quad (3-27b)$$

$$\therefore S_{ch} = \frac{1}{2} S_c = \sqrt{3} \cdot \bar{c} \quad (4-2)$$

所以將式 4-1、4-2 代入式 3-28，臨界管湧公式可以改為：

$$\sin \theta_{sc} \geq \left\{ \frac{(\gamma_{sat} - \gamma_w) \left[(1 + \tan \bar{\phi})(1 + k_0) + D \cdot \tan \bar{\phi} \cdot \sqrt{1+2k_0^2} \right] + \sqrt{3}\bar{c}}{2 \cdot \gamma_w + \frac{18\mu k}{n \cdot D^2} + \gamma_{sat}} \right\} \quad (4-3)$$

表 4-2 為公式中所需用到之參數，將參數代入式 4-3，可以得到當管湧發生時其最高滲流曲線與水平之夾角，若是土體之坡角 β 大於臨界管湧角度 θ_{sc} 則土體會發生管湧，根據結果分析如下：

- a. 從現地縮小級配曲線中可以得到， $D_{85} = 22 \text{ mm}$ ，若是將 D_{85} 代入臨界管湧公式中 D 值可以得到 $\sin \theta_{sc} = 0.445$ ， $\theta_{sc} = 26.41^\circ$ 。
- b. 考慮用最大有效粒徑 D_{100} 代入方程式中， $D_{100} = 38.1 \text{ mm}$ ，可得 $\sin \theta_{sc} = 0.448$ ， $\theta_{sc} = 26.63^\circ$ 。
- c. 若以最小有效粒徑 D_{10} 代入方程式中， $D_{10} = 0.065 \text{ mm}$ ，可得 $\sin \theta_{sc} = 0.320$ ， $\theta_{sc} = 18.66^\circ$ 。

從代入之結果發現，土體坡度大約 26 度以上，即會發生管湧；對於本研究所有有效實驗組來說，設計之土體坡度 45、60 及 75 度皆大於此臨界管湧角 θ_{sc} ，所以應該會發生管湧；而事實也是如此。

表 4-3 管湧公式所用之參數

飽和土體單位重 γ_{sat}	19.75	k N/m ³
水之單位重 γ_w	9.81	k N/m ³
有效凝聚力 c	0.16	k Pa
剪力摩擦角 ϕ	36	度
靜止土壓力係數 K_0	0.419	—
水之黏滯係數 μ (假設水溫 20°C)	1.002	10 ⁻³ Pa · s
滲透性係數 k	0.12	cm/s

4-2 電導度實驗

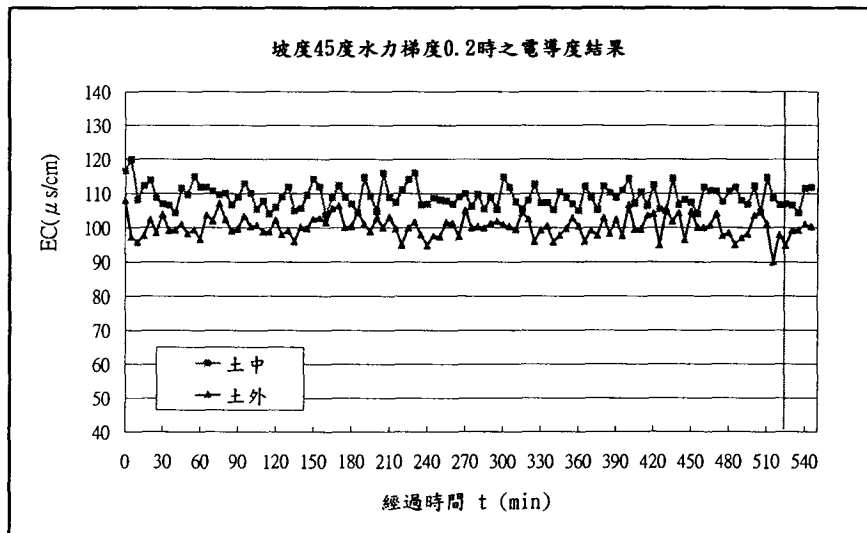
在滲流實驗進行的同時，以電導度計來量測實驗過程中的電導度變化，如圖 4-10(a)~4-12(c)。校正方面，以標準液來校正兩枝電導度計；標準液為 0.01 mol/L 之 KCl，在溫度 24.4°C 時，所應量測到之 EC 值為 1413 $\mu\text{s/cm}$ 。

實驗中所用的水是由自來水連接水塔後使用，在實驗前做過水質之空白實驗值為，一日平均：114.35 $\mu\text{s/cm}$ 。

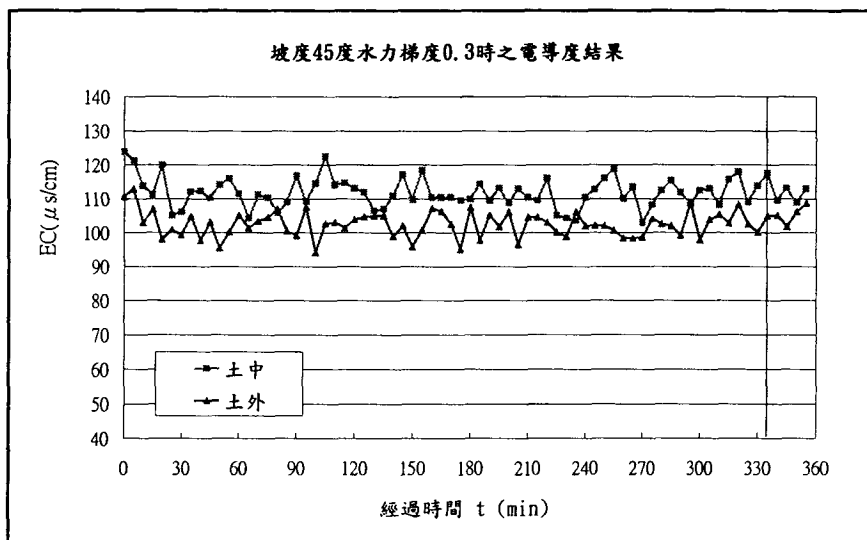
實驗結果中，以一條紅線來代表滲流實驗之實驗停止點，實驗停止後，皆量測多四組數據以供分析；另外，圖例中，簡稱量測土壤中之 EC 為「土中」，量測沖蝕出之土壤 EC 為「土外」。實驗中，低水頭之實驗 5 分鐘取一組數據，高水頭之實驗 1 分鐘取一組。

由下列圖中，並無法看到一個趨勢；原本預估當土體發生管湧崩潰時，EC 值會有所上升，但是實際得到的實驗結果發現，EC 值在實驗結束點前後，數值仍然上下跳動不一。

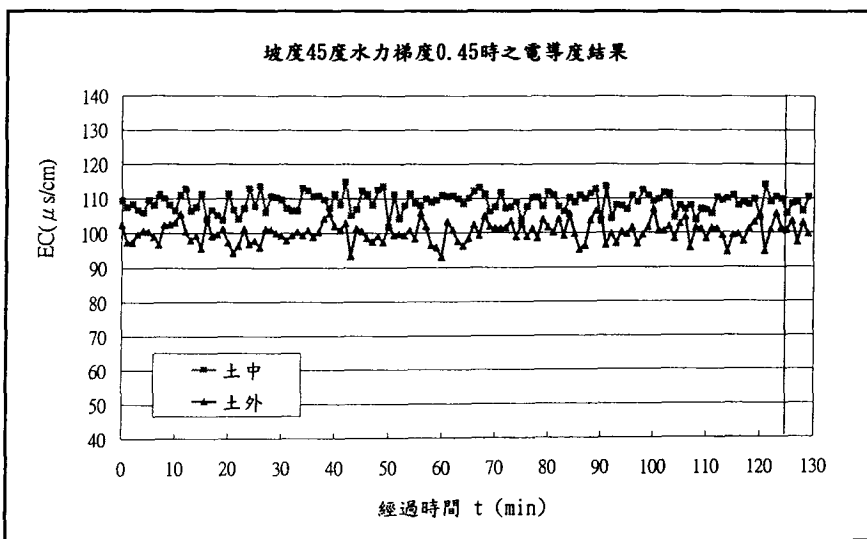
量測土體中之 EC 值幾乎都大於沖蝕出土壤之 EC 值。這個結果判斷是因為下方（土外）之 EC 計會隨著土壤盛箱的更換有接觸空氣之機會，而 EC 計數據之讀取，針對水力梯度 0.2 及 0.3 而言，是 1 分鐘讀取一次，5 分鐘做一次輸出，輸出這五分鐘之平均值；對 0.45 及 0.6 來說，是 10 秒讀取一次，1 分鐘做一次輸出，輸出這一分鐘之平均值。所以，土外之 EC 值皆小於土中。



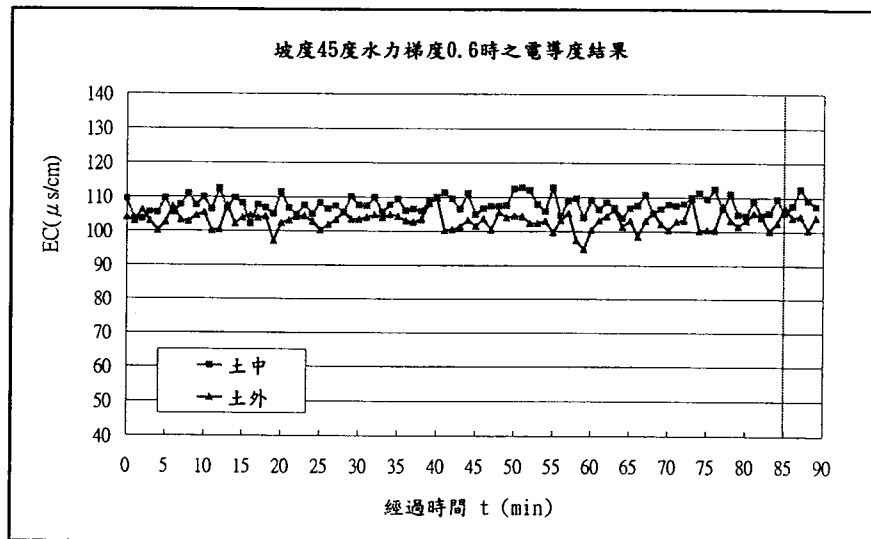
4-10(a) 坡度 45 度水力梯度 0.2 時之電導度結果



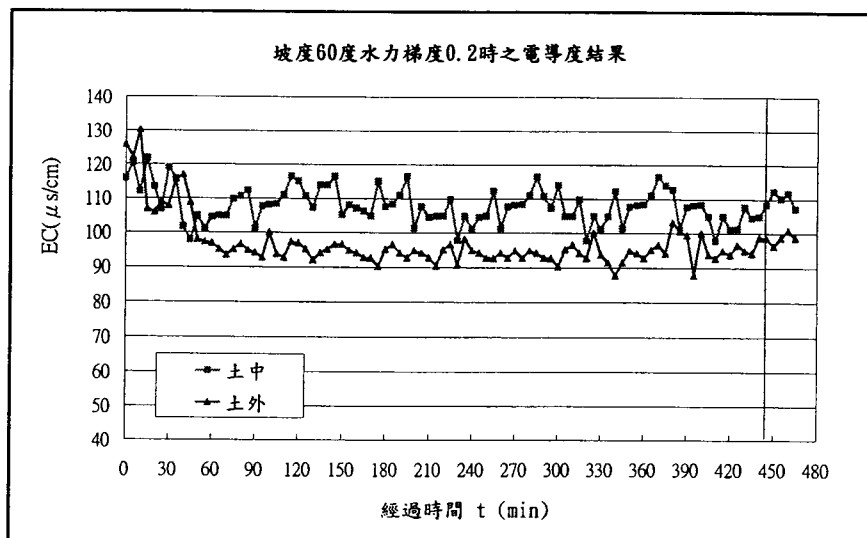
4-10(b) 坡度 45 度水力梯度 0.3 時之電導度結果



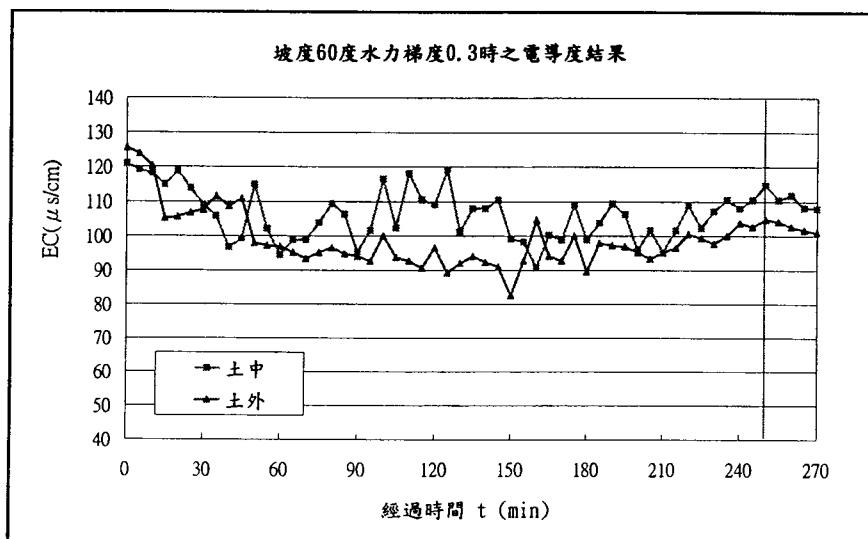
4-10(c) 坡度 45 度水力梯度 0.45 時之電導度結果



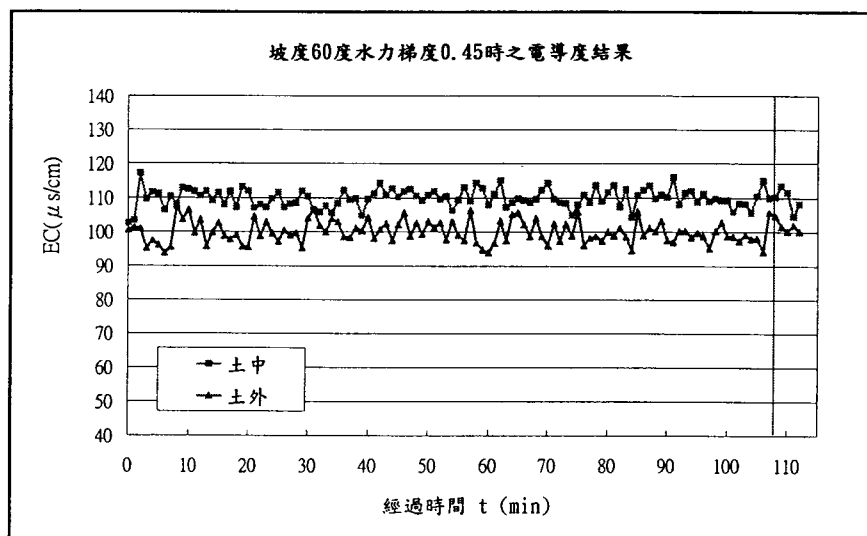
4-10(d) 坡度 45 度水力梯度 0.6 時之電導度結果



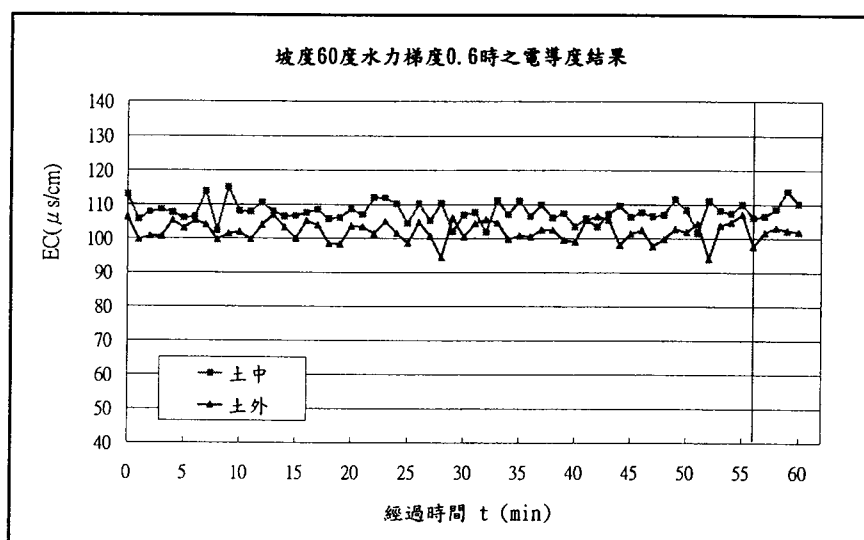
4-11(a) 坡度 60 度水力梯度 0.2 時之電導度結果



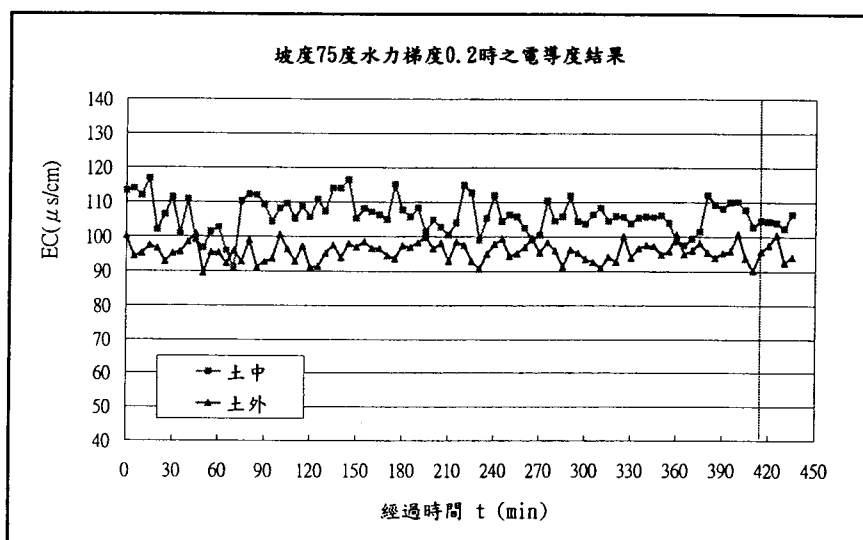
4-11(b) 坡度 60 度水力梯度 0.3 時之電導度結果



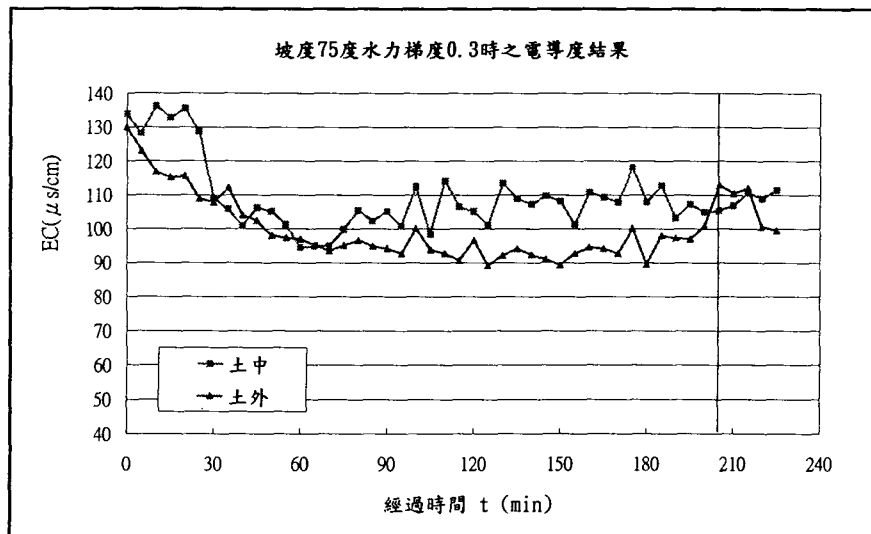
4-11(c) 坡度 60 度水力梯度 0.45 時之電導度結果



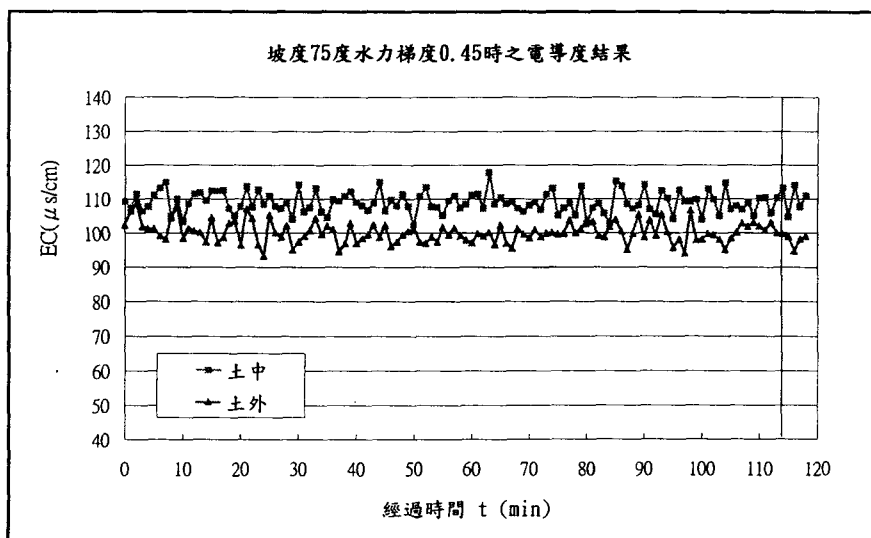
4-11(d) 坡度 60 度水力梯度 0.6 時之電導度結果



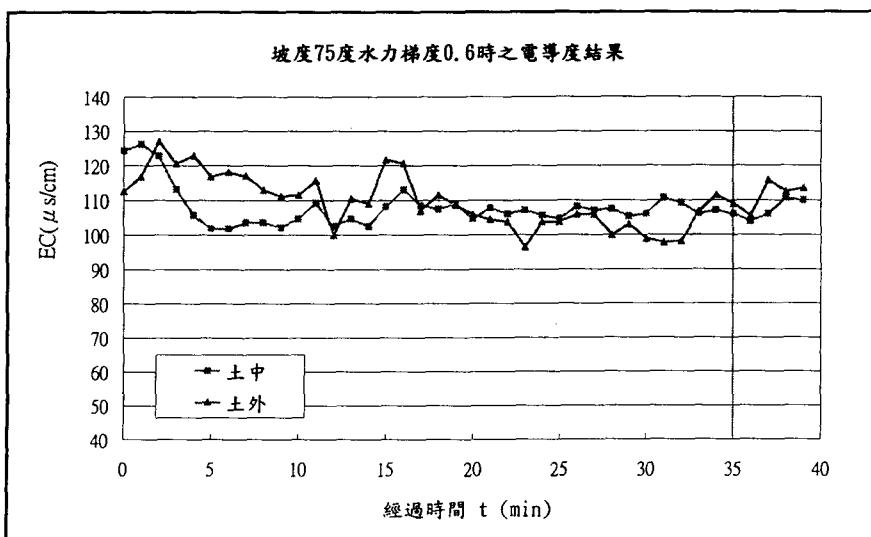
4-12(a) 坡度 75 度水力梯度 0.2 時之電導度結果



4-12(b) 坡度 75 度水力梯度 0.3 時之電導度結果



4-12(c) 坡度 75 度水力梯度 0.45 時之電導度結果



4-12(d) 坡度 75 度水力梯度 0.6 時之電導度結果

第五章 結論與建議

本研究是以南投縣豐丘為主要研究區域，選取豐丘野溪上游附近土壤為樣本。採回之土樣配合因次分析進行實驗室之滲流及電導度實驗，探討臨界水力梯度，以及計算臨界管湧公式。有效實驗總共 12 組；其中坡度採用 45、60 及 75 度，水力梯度採用 0.2、0.3、0.45 及 0.6；實驗槽尺寸為 30 cm × 30 cm × 100 cm。

茲將結論逐一討論如下：

5-1 結論

1. 滲流實驗平均流量的控制上，在水力梯度為 0.2 及 0.3 之有效實驗組皆在 30 分鐘內達到穩定值，分別為 1.3 L/min 與 2 L/min 左右；水力梯度為 0.45 及 0.6 之有效實驗組在約 20 分鐘後達到穩定，其值分別為 2.5 L/min 與 4.5 L/min 左右。
2. 在滲流實驗開始的時候，有部份單位沖蝕量之曲線圖會有些許升高，但隨即下降，這是因為在滲流槽前端與大氣接觸的細顆粒部份會先流失，而且在處理土體坡度上之不易，才造成有沖蝕量加大之情形。但是這些流失的細顆粒並不會影響土體本身的強度與土體本身的形狀。
3. 滲流實驗中，在達到某一臨界狀態之後，其沖蝕量會突然地變大，呈現出指數性的增加。利用做圖的方式連接水力梯度 0.2、0.3 兩點成一直線，0.45、0.6 兩點成一直線，兩線交點之橫座標即為臨界水力梯度。其結果顯示臨界水力梯度在坡度 45 度時

為 0.416、坡度 60 度時為 0.413、坡度 75 度時為 0.383。

4. 從實驗後之粒徑分佈顯示，滲流沖蝕對於原實驗前粒徑分佈曲線影響並不大，但是因為細顆粒的沖蝕流失下，土體本身的強度以及其結構都會變的非常的不穩定，極易發生管湧的現象，這樣一來，必定會先發生局部管湧，最後管湧之範圍擴大，造成全面性的崩潰，而引發土石流。
5. 以實驗所求得之參數代入臨界管湧公式，需考慮之參數是最大有效粒徑 D ，若將 D_{85} 代入臨界管湧公式中，可以得到 $\sin \theta_{sc} = 0.445$ ，臨界滲流角 $\theta_{sc} = 26.41^\circ$ 。所以若是土體之坡角 β 大於臨界管湧角度 θ_{sc} ，則土體會發生管湧。
6. 電導度實驗中，原本預估當土體發生管湧崩潰時，EC 值會有所上升，但是實際得到的實驗結果發現，EC 值在實驗結束點前後，數值仍然上下跳動不一；且量測土體中之 EC 值幾乎都大於沖蝕出土壤之 EC 值。這個結果判斷是因為下方（土外）之 EC 計會隨著土壤盛箱的更換有接觸空氣之機會，而 EC 計數據之讀取，針對水力梯度 0.2 及 0.3 而言，是 1 分鐘讀取一次，5 分鐘做一次輸出，輸出這五分鐘之平均值；對 0.45 及 0.6 來說，是 10 秒讀取一次，1 分鐘做一次輸出，輸出這一分鐘之平均值。所以，土外之 EC 值皆小於土中。
7. 另外，實驗槽之進水 EC 值為 $114.35 \mu\text{s/cm}$ ，但實驗所量測之 EC 值有大部分小於此值，整個實驗過程中 EC 值均在 $90 \sim 120 \mu\text{s/cm}$ ，代表原進水中，影響 EC 值大小之離子被土體吸附一部份。

5-2 建議

1. 就一般的模型分析而言，尺寸是越大越好，本次研究之試驗水槽尺寸為 $100\text{ cm} \times 30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ ，算是小型的水槽。建議應該採用更大型的試驗水槽進行試驗，這樣越能夠跟現地的情況符合。
2. 由於試驗之有效組數太少，實驗又耗時繁瑣，所以就臨界水力梯度的求法，臨界管湧公式的求法，不能將其整體上之趨勢找出來，以後實驗方向上，應該增加其實驗組數，再利用統計上樣本取樣之原則，選取在信賴度區間之樣本來做分析。
3. 針對臨界管湧發生公式，考慮土壤團粒之間因滲流侵蝕的情況下，接觸面積只剩下一半，代入公式時，單位體積表面總有效摩擦力 S_f 與表面總有效凝聚力 S_c 之值皆減少一半；這樣之考量，是否有與實際情形不符之現象，需再加以研究。
4. 對於 EC 實驗，由於實驗土體是一直重複使用的，也就是說土體經不斷水洗，影響 EC 之離子不斷減少，再加上土體會吸附一部份原進水之離子，所以並無法得知現地實際之電導度變化。如果允許，應以現地未擾動土體來作電導度實驗分析。
5. 對土石流易發生之地區進行研究之外，應該也將沒有發生土石流之地區納入一併考量，探討影響因子，對於其土體的影響程度，以便能夠做出整合與歸納。

6. 未來之研究方向上，可以就目前所求出之臨界水力梯度考慮下，改變實驗材料，研究加入植生、生態工法等等之人工素材做一研究，這樣一來，便可以對於現地在未來之防制工法上做一建議，減低管湧現象對於土體穩定之影響。

參考文獻

- [1] 丁伯欣(1999)，「土石流模擬材料之力學性質與透水特性研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [2] 曲先慎(1986)，「夯實紅土礫石力學特性之初步研究」，國立中興大學土木工程研究所，碩士論文。
- [3] 江志俊(1987)，「超額孔隙水壓與地盤運動相關性之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [4] 江秉龍(1984)，「邊坡漸進式破壞之極限平衡分析法」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [5] 朱嘉政(2001)，「滲流對管湧式土石流發生影響之研究」，國立台灣大學農業工程研究所，碩士論文。
- [6] 沈茂松(1994)，「填方壩滲流路徑與管湧破壞之研究」，國立台灣工業技術學院營建工程研究所，博士論文。
- [7] 何敏龍(1997)，「土石流發生機制與流動制止結構物之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，博士論文。
- [8] 吳素慧(1997)，「南投縣信義鄉神木村出水溪土石流動現象之探討」，國立台灣大學地理學研究所，碩士論文。
- [9] 周文孝(1994)，「土石流發生的穩定分析」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [10] 周必凡、李德基、羅德富、呂儒仁、楊慶溪(1991)，「泥石流防治指南」，中國科學院水利部—成都山地災害與環境研究所。
- [11] 林信安(1997)，「高陡邊坡填土區之力學特性調查與穩定性分析研究」，國立屏東技術學院土木工程技術研究所，碩士論文。
- [12] 林炳森、馮賜陽、李俊明(1993)，「礫石層土石流發生特性之研究」，中華水土保持學報，第 24 卷，第一期，第 55-64 頁。

- [13]林柏壽(2000)，「河岸邊坡土體崩滑形成土石流之流出特性」，逢甲大學土木及水利工程研究所，碩士論文。
- [14]林基源(1992)，「花蓮銅門村土石流災區堆積材料之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [15]林聖琪(2000)，「灰渣與地工防水膜介面摩擦特性之探討」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [16]洪如江 (1992)，「坡地災害防治(一) 重點科技叢書第六輯」，行政院國科會編印，32 頁。
- [17]高至華(1999)，「利用大型單剪儀量測卵礫石土剪力強度可行性之評估」，朝陽科技大學營建工程研究所，碩士論文。
- [18]張石角 (1988-1992)，台灣過去二十年重大崩山災害及其對受影響地區之自然和社會環境之影響(一~五)，行政院國科會防災科技報告 77-42、78-89、79-56、80-25、81-49。
- [19]張世勳(1993)，「花蓮地區土石流物理模型初步研究及其材料之模擬」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [20]陳進發(1990)，「洩降下土壩滲流縮小模型研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [21]黃漢誠(1999)，「擋土牆排水砂箱試驗與數值模擬之研究」，國立台灣大學農業工程研究所，碩士論文。
- [22]游繁結(1990)，「崩落型土石流之機制研究(Ⅱ)-土石流衝擊力之探討」，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告，NSC-79-0414-P005-04B。
- [23]游叡研(1999)，「飽和孔隙水壓激發行為之模擬」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。
- [24]詹錢登(1997)，「土石流理論教材大綱」，行政院教育部顧問室，No-86-土木-教材-C011。
- [25]鄭乃元(2000)，「土石流材料破壞之研究」，國立台灣大學土木工程研究所，碩士論文。

程研究所，碩士論文。

- [26]劉啟鋒(1990)，「中橫公路崩積土坡地穩定性之研究」，國立中興大學土木工程研究所，碩士論文。
- [27]謝正倫、施邦築(1998)，「土石流特定水土保持區之判識」，土木技術—水利工程專輯（創刊號），第 200-211 頁。
- [28]Alam Singh, "Soil Engineering in Theory and Practices," ASIA Publishing House, pp. 153-160. (1975)
- [29]Cedergren H. R., "Seepage, Drainage, and Flow Nets," John Wiley and Sone, 2nd Edition, pp. 39-138. (1997)
- [30]Dupuit, J., "Etudes theoretiques et pratiques Sur le mouvement des eaux dans les canaux decouverts et a travers les terrains permeable," 2nd ed, Dunod, Paris. (1863)
- [31]George, E. B., "Field Tests for Compacted Rockfill," Proceedings of the 2nd Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I . (Indirectly cited) (1963)
- [32]Jain, S. C. and Holly, F. M. and Lee, T. H., "Head Loss Through Porous Dikes," Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 15, No. 5, October, pp. 766-775. (1988)
- [33]Johnson, A. M. and Rodine, J. R., "Debris Flow," Slope Instability, John Wiley & Sons Ltd., pp. 257-361. (1984)
- [34]Jumikis, A. R., "Soil Mechanics," New Brunswick, New Jersey, pp. 305-349. (1962)
- [35]Kashef, A. I., "Groundwater Engineering," McGraw-Hill Book Company, New York, pp. 172-195. (1987)
- [36]Kerr, A. D., "A Study of The Effect of the Capillary Zone on The Flow Through Homogeneous Earth Dams," Geotechnique Vol. 9, No. 2, The International Journal of Soil Mechanics, pp. 59-61. (1959)
- [37]Kozeny, J., "Grundwasserbewegung bei freiem Spiegel, Fluss-und Kanalversickerung," Wasserkraft und Wasserwirtschaft, No. 3.(1931)

- [38]Lefebvre, G. and Lupine, C. and Pare, J. J. and Tournier, J.P.,
“Effectiveness of Seepage Control Elements for Embankments on
Semipervious Foundations,” Canadian Geotechnical Journal Vol. 18,
No. 4, November, pp. 572-576. (1981)
- [39]Lowe, J., “Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials,”
Proceedings of the 8th Congress on Large Dams. pp.745-761.
(Indirectly cited) (1964)
- [40]R.C. Sidle, H. Kitahara, T. Terajima, Y. Nakai, “Experimental studies
on the effect of pipeflow on through partitioning,” Journal of
Hydrology Vol.165 pp. 207-219. (1995)
- [41]Takahashi, T., “Debris Flow,” International Association for Hydraulic
Research, Published by A. Balkema, Rotterdam and Brookfield. U.S.
A, pp. 63-75. (1991)
- [42]Para', J. J., Verma, N. S., Loisel, A. A., Pinzriu, S., “Seepage
Through Till Foundations of Dams of The Eastmain-Opinaca-
LaGrande Diversion,” Canadian Geotechnical Journal Vol. 21, No. 1,
February, pp. 75-91. (1984)
- [43]Polubarinova-kochina, P. Y., “Theory of Groundwater Movement
translated by R. J. M. Dewies from the 1952 Russian edition,”
Princeton University Press, Princeton, N. J. (1962)
- [44]Tschebotarioff, G. P., “Soil Mechanics, Foundations, and Earth
Structures,” Princeton University 1st, Edition, pp. 79-82. (1973)
- [45]Zeller, J. and R. Wullimann, “The Shear Strength of Shell Materials
for the Goschenalp Dam, Switzerland,” Proceedings, 4th
Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2,
pp. 399-404. (1957)
- [46]青木 滋(1998)“地すべり地の地質，地下水調査”，地層滑動之規
劃與整治工法研討會論文集。